

**CURSO DE ACTUALIZACIÓN**

**DE**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE CAMINOS**

**MÉTODO AASHTO'93**



**ESCUELA DE INGENIERIA DE  
CAMINOS DE MONTAÑA**

***“Agrim. Alfonso de la Torre”***

# INDICE

Prólogo de la tercera edición	1
Prólogo de la segunda edición	2
Prólogo de la primera edición	3

## CAPITULO 1

### Antecedentes y Desarrollo del Método de diseño AASHTO-93

1.1	Tipos de pavimentos	5
1.2	Desarrollo histórico del diseño de pavimentos	6
1.2.1	Métodos previos a ensayos de Road Test	6
1.2.1.1	Métodos basados en la Mecánica de Suelos	6
1.2.1.1.1	Método del Índice de Grupo	6
1.2.1.1.2	Métodos edafológicos	7
1.2.1.2	Métodos basados en la resistencia	7
1.2.1.2.1	Método del Valor Soporte California (CBR)	7
1.2.1.2.2	Método del Valor R de Hveem	7
1.2.1.2.3	Métodos basados en ensayos de carga-deformación	7
1.2.1.4	Métodos basados en ensayos triaxiales	7
1.2.2	Métodos de diseño basados en ensayos Road Test	8
1.2.2.1	Road Test de Bates	8
1.2.2.2	Road Test de Maryland	8
1.2.2.3	Road Test de la WASHO	8
1.2.2.4	Road Test de la AASHO	9
1.2.2.4.1	Extensiones del Road Test de la AASHO	9
1.2.2.4.2	Objetivos del Road Test de la AASHO	10
1.2.2.4.3	Condiciones específicas para el Road Test de la AASHO	11
1.2.2.4.4	Evolución de los procedimientos de diseño AASHTO	12



## **CAPITULO 2**

### **Conceptos de performance o comportamiento de pavimentos**

2.1	Definición del comportamiento del pavimento	16
2.2	Indicadores de comportamiento	16
2.2.1	Fallas visibles	17
2.2.1.1	Fallas en pavimentos rígidos	17
2.2.1.2	Fallas en pavimentos flexibles	20
2.2.2	Capacidad estructural	22
2.2.3	Fricción superficial	22
2.2.4	Rugosidad/serviciabilidad	22

## **CAPITULO 3**

### **Caracterización del tránsito**

3.1	Introducción	25
3.2	Conversión de tránsito en ESALs	25
3.2.1	Factores equivalentes de carga	25
3.2.2	Factor de camión	44
3.2.3	Procedimiento simplificado	44
3.2.4	Procedimiento de cálculo riguroso	46
3.2.5	Factores equivalentes de carga para ahuellamiento	48
3.3	Análisis de tránsito	51
3.3.1	Volúmenes de tránsito	51
3.3.2	Volúmenes de camiones	51
3.3.3	Peso de camiones	52
3.3.3.1	Estaciones permanentes de control de cargas	52
3.3.3.2	Estaciones portátiles	52
3.3.3.3	Pesaje en movimiento	52
3.3.3.4	Componentes de un programa de monitoreo de tránsito	53
3.3.3.5	Factor de distribución por dirección	53
3.3.3.6	Factor de distribución por trocha	54
3.3.3.7	Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALs	54

## CAPITULO 4

### Características de subrasantes

4.1	Introducción	56
4.2	Propiedades físicas de los suelos para subrasante	56
4.2.1	Propiedades iniciales de los suelos	56
4.2.2	Clasificación de suelos	57
4.2.3	Relación entre humedad y densidad	57
4.3	Ensayos de resistencia para suelos de subrasante	59
4.3.1	Valor Soporte California	59
4.3.2	Valor de resistencia R de Hveem	61
4.3.3	Módulo de reacción de subrasante o coeficiente de balasto	62
4.3.4	Ensayo de compresión triaxial	63
4.3.5	Ensayo de penetración dinámica con cono	64
4.3.6	Ensayo de módulo resiliente	65
4.3.6.1	Datos a registrar	65
4.3.6.1.1	Cargas	65
4.3.6.1.2	Deformación	65
4.3.6.2	Equipo para hacer el ensayo	66
4.3.6.2.1	Cámara triaxial	66
4.3.6.2.2	Dispositivo de carga repetitiva	66
4.3.6.2.3	Equipo de medida de cargas y deformaciones	67
4.3.6.3	Cálculo de $M_R$	68
4.3.6.3.1	Suelos finos (Materiales Tipo 2 según AASHTO T-294)	68
4.3.6.3.2	Materiales granulares (Materiales Tipo 1 según AASHTO T-294)	69
4.3.6.4	Influencia de las propiedades de los suelos	69
4.3.6.5	El módulo resiliente en el diseño de pavimentos	70
4.3.6.6	El módulo de reacción de subrasante en el diseño de pavimentos	73
4.3.6.7	Correlaciones entre distintas variables de resistencia y el módulo resiliente	74

## CAPITULO 5

### Materiales para pavimentos

5.1	Introducción	80
5.2	Hormigón de cemento portland	80
5.2.1	Aditivos	80
5.2.2	Curado	81
5.2.3	Ensayos	82
5.2.3.1	Resistencia a la compresión simple	83
5.2.3.2	Resistencia a la tracción indirecta	83
5.2.3.3	Módulo de rotura	83
5.2.3.4	Módulo de elasticidad	84
5.2.4	Modelos de fatiga	85
5.2.5	Durabilidad del hormigón	86
5.2.6	Propiedades expansivas y contractivas del hormigón	87
5.3	Concreto asfáltico	87
5.3.1	Cementos asfálticos	88
5.3.2	Ensayos sobre muestras de concreto asfáltico	89
5.3.2.1	Ensayo Marshall	89
5.3.2.2	Ensayo Hveem	89
5.3.2.3	Módulo resiliente diametral	90
5.3.2.4	Módulo dinámico de rigidez (stiffness)	91
5.3.2.5	Resistencia a al tracción indirecta	91
5.3.2.6	Ahuellamiento	93
5.3.3	Características térmicas y de humedad	94
5.3.3.1	Desprendimientos y peladuras	94
5.3.4	Coefficientes estructurales o de capa	94
5.4	Bases	96
5.4.1	Mezclas de agregados de suelos	96
5.4.1.1	Resistencia	97
5.4.1.2	Módulo resiliente	98
5.4.2	Bases tratadas con cemento	100
5.4.2.1	Módulo elástico	102
5.4.3	Bases tratadas con asfalto	102
5.4.4	Coefficientes estructurales o de capa	102
5.4.5	Bases permeables	107

## **CAPITULO 6**

### **Conceptos de confiabilidad**

6.1	Introducción	108
6.2	Conceptos básicos de variabilidad	108
6.2.1	Valor medio, rango, desvío standard y coeficiente de variación	108
6.2.2	Muestra versus variación	109
6.2.3	Distribución de variación	109
6.3	Ejemplos de variabilidad	113
6.3.1	Variabilidad en el diseño	113
6.3.2	Variabilidad en la construcción	113
6.3.3	Variabilidad en el comportamiento	116
6.3.4	Cómo la variabilidad afecta la bondad de diseño	116
6.4	Concepto general de confiabilidad de diseño	117
6.4.1	Uso del concepto de confiabilidad	117
6.4.2	Definiciones de confiabilidad	117
6.4.3	Aplicación de la confiabilidad al diseño	121
6.4.4	Selección del nivel de confiabilidad	123

## **CAPITULO 7**

### **Drenaje**

7.1	Introducción	125
7.2	Concepto de drenaje de caminos	125
7.3	¿Cómo enfrentar los problemas de humedad en pavimentos?	125
7.4	Fallas inducidas por la humedad	126
7.5	Fuentes de humedad en pavimentos	127
7.6	Principios básicos de un sistema de drenaje	127
7.6.1	Sistemas de drenaje subterráneo de caminos	129
7.6.1.1	Drenes longitudinales	129
7.6.1.2	Drenes transversales y horizontales	130
7.6.1.3	Bases permeables	131
7.6.1.4	Sistema de pozos	132
7.6.2	Material para drenaje	133

7.6.2.1	Caños colectores	133
7.6.2.2	Materiales de filtro	134
7.6.2.3	Filtros de transición	134
7.6.2.4	Filtros de fábrica	135
7.6.3	Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO	136
7.6.3.1	Tiempo de drenaje	137
7.6.3.2	Ecuaciones del tiempo para drenar	137
7.6.3.3	Método del caudal constante	143
7.6.4	Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación	144
7.6.5	Ejemplo	144
7.7	FHWA. Technical paper 90-91. Drenaje de pavimentos	146
7.7.1	Coefficientes de drenaje AASHTO	146
7.7.2	Análisis de drenaje	147
7.8	Efecto de subrasantes expansivas y congelantes	150
7.8.1	Introducción	150
7.8.2	Subrasantes expansivas	151
7.8.3	Subrasantes congelantes	154

## CAPITULO 8

### Diseño de pavimentos flexibles

8.1	Introducción	158
8.2	Variables de entrada	159
8.2.1	Variables de tiempo	159
8.2.2	Tránsito	160
8.2.3	Confiabilidad	160
8.2.4	Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación	160
8.2.5	Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad	160
8.2.6	Propiedades de los materiales	161
8.2.7	Drenaje	161
8.3	Determinación de espesores	161
8.3.1	Estabilidad y factibilidad de construcción	163
8.3.2	Espesores mínimos en función del SN	163
8.3.3	Consideraciones de costo en la selección de espesores de capas	166

8.4	Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales	166
8.5	Análisis de sensibilidad	168
8.6	Limitaciones en el método de diseño AASHTO	172
8.7	Tendencias futuras en el diseño de pavimentos flexibles	173
8.8	Ejemplos	174

## CAPITULO 9

### Diseño de pavimentos rígidos

9.1	Introducción	182
9.2	Variables de entrada	183
9.2.1	Variables de tiempo	183
9.2.2	Tránsito	183
9.2.3	Confiabilidad	183
9.2.4	Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación	184
9.2.5	Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad	184
9.2.6	Módulo de reacción de la subrasante	184
9.2.7	Caracterización de los materiales que forman el pavimento	184
9.2.8	Drenaje	185
9.2.9	Transferencia de cargas	185
9.2.10	Pérdida de soporte	185
9.3	Cálculo de armaduras	186
9.3.1	Variables para cálculo de armaduras en pavimentos con juntas	186
9.3.1.1	Longitud de losa	186
9.3.1.2	Tensiones de trabajo	186
9.3.1.3	Factor de fricción	186
9.3.2	Variables para cálculo de armaduras en pavimentos continuos	187
9.3.2.1	Resistencia a la tracción del hormigón	187
9.3.2.2	Contracción del hormigón	188
9.3.2.3	Coefficiente de dilatación del hormigón	188
9.3.2.4	Diámetro de barras	188
9.3.2.5	Coefficiente de dilatación del acero	189
9.3.2.6	Diferencia de temperatura de diseño	189
9.3.2.7	Factor de fricción	189
9.4	Procedimiento para determinación del espesor de losa	189

9.4.1	Construcción por etapas	192
9.4.2	Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales	192
9.4.3	Diseño de armaduras	192
9.4.4	Armadura longitudinal para pavimentos con juntas	192
9.4.5	Armaduras longitudinales para pavimentos continuos	193
9.4.6	Criterios limitantes	195
9.4.7	Diseño de armadura transversal	200
9.4.8	Cálculo de barras de unión	200
9.5	Diseño de juntas	204
9.5.1	Tipos de juntas	204
9.5.2	Espaciamiento entre juntas	205
9.5.3	Juntas oblicuas	206
9.5.4	Espaciamiento entre juntas al azar	207
9.5.5	Transferencia de cargas en juntas	207
9.5.6	Formación de juntas y dimensiones del reservorio	210
9.5.6.1	Profundidad inicial de la junta	210
9.5.6.2	Determinación de las dimensiones para el reservorio de juntas	210
9.6	Análisis de sensibilidad para espesores de losa	211
9.7	Limitaciones en el método de diseño AASHTO	218
9.8	Tendencias futuras en el diseño de pavimentos rígidos	219
9.9	Ejemplos	220

## **CAPITULO 10**

### **Rehabilitación de pavimentos con refuerzos**

10.1	Introducción	227
10.2	Factibilidad del tipo de refuerzo	227
10.3	Condiciones importantes en el diseño de un refuerzo	228
10.3.1	Reparaciones previas al refuerzo	228
10.3.2	Control de reflexión de fisuras	228
10.3.3	Cargas de tránsito	228
10.3.4	Drenaje	229
10.3.5	Ahuellamiento en pavimentos de concreto asfáltico	229
10.3.6	Fresado de capa de concreto asfáltico	229
10.3.7	Reciclado del pavimento existente	229

10.3.8	Refuerzos funcionales vs. estructurales	230
10.3.9	Materiales para refuerzos	230
10.3.10	Banquinas	230
10.3.11	Durabilidad de la losa de hormigón	230
10.3.12	Juntas de un refuerzo de hormigón	230
10.3.13	Armaduras en refuerzos de hormigón	230
10.3.14	Unión o separación de refuerzos de hormigón	230
10.3.15	Confiabilidad y desvío standard del refuerzo	231
10.3.16	Ensanche de pavimentos	231
10.4	Evaluación del pavimento para diseño del refuerzo	231
10.4.1	Diseño del refuerzo a lo largo del proyecto	231
10.4.2	Evaluación funcional del pavimento existente	232
10.4.2.1	Fricción superficial e hidroplaneo	232
10.4.2.2	Rugosidad superficial	233
10.4.3	Evaluación estructural de pavimentos existentes	233
10.4.4	Capacidad estructural basada en observación visual y ensayo de materiales	235
10.4.5	Capacidad estructural basada en el "NDT"	235
10.4.6	Capacidad estructural basada en la vida remanente	236
10.4.7	Determinación del $M_R$ de diseño	238

## **CAPITULO 11**

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de concreto asfáltico**

11.1	Introducción	240
11.2	Factibilidad	240
11.3	Reparaciones previas	240
11.4	Control de reflexión de fisuras	241
11.5	Diseño de espesores	241
11.5.1	Paso 1. Diseño y construcción del pavimento existente	242
11.5.2	Paso 2. Análisis de tránsito	242
11.5.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	242
11.5.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	242
11.5.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	250



11.5.6	Paso 6. Determinación del número estructural requerido para el tránsito futuro	250
11.5.7	Paso 7. Determinación del número estructural efectivo $SN_{ef}$ del pavimento existente	250
11.5.8	Paso 8. Determinación del espesor del refuerzo	254
11.6	Fresado superficial del pavimento existente	254

## **CAPITULO 12**

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón previamente fracturado**

12.1	Introducción	255
12.2	Factibilidad	256
12.3	Reparaciones previas al refuerzo	256
12.4	Control de reflexión de fisuras	257
12.5	Drenaje	257
12.6	Diseño del espesor de refuerzo	257
12.6.1	Paso 1. Diseño y construcción del pavimento existente	257
12.6.2	Paso 2. Análisis de tránsito	257
12.6.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	258
12.6.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	258
12.6.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	258
12.6.6	Paso 6. Determinación del número estructural requerido para el tránsito futuro	259
12.6.7	Paso 7. Determinación del número estructural efectivo $SN_{ef}$ del pavimento existente	259
12.6.8	Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo	260

## **CAPITULO 13**

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón**

13.1	Introducción	261
13.2	Factibilidad	261
13.3	Tareas de reparación previas	261
13.4	Control de reflexión de fisuras	262
13.5	Diseño de espesores	263
13.5.1	Paso 1. Diseño del pavimento existente	265
13.5.2	Paso 2. Análisis de tránsito	265
13.5.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	265
13.5.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	266
13.5.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	269
13.5.6	Paso 6. Determinación del espesor requerido para el tránsito futuro D <sub>r</sub>	270
13.5.7	Paso 7. Determinación del espesor efectivo de losa del pavimento existente D <sub>er</sub>	271
13.5.8	Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo	274

## **CAPITULO 14**

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con refuerzo de concreto asfáltico**

14.1	Introducción	275
14.2	Factibilidad	275
14.3	Tareas previas al refuerzo	276
14.4	Control de reflexión de fisuras	277
14.5	Diseño del espesor de refuerzo	277
14.5.1	Paso 1. Diseño del pavimento existente	278
14.5.2	Paso 2. Análisis de tránsito	278
14.5.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	278
14.5.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	279
14.5.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	282

14.5.6	Paso 6. Determinación del espesor de losa requerido para el tránsito futuro $D_f$	283
14.5.7	Paso 7. Determinación del espesor de losa efectivo $D_{ef}$ del pavimento existente	284
14.5.8	Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo	285
14.6	Fresado superficial	285

## **CAPITULO 15**

### **Refuerzo de hormigón adherido a pavimentos existentes de hormigón**

15.1	Introducción	286
15.2	Factibilidad	286
15.3	Tareas de reparación previas	286
15.4	Control de reflexión de fisuras	287
15.5	Diseño de espesores	287
15.5.1	Paso 1. Diseño del pavimento existente	288
15.5.2	Paso 2. Análisis de tránsito	288
15.5.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	288
15.5.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	289
15.5.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	289
15.5.6	Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro, $D_f$	289
15.5.7	Paso 7. Determinación del espesor efectivo de losa del pavimento existente, $D_{ef}$	289
15.5.8	Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo	289
15.6	Juntas	290
15.7	Procedimientos de adherencia y materiales	290

## **CAPITULO 16**

### **Refuerzo de hormigón no adherido sobre pavimentos de hormigón**

16.1	Introducción	291
16.2	Factibilidad	291
16.3	Reparaciones previas al refuerzo	291
16.4	Control de reflexión de fisuras	292
16.5	Diseño de espesores	292
16.5.1	Paso 1. Diseño del pavimento existente	293
16.5.2	Paso 2. Análisis de tránsito	293
16.5.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	293
16.5.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	293
16.5.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	294
16.5.6	Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro, $D_r$	294
16.5.7	Paso 7. Determinación del espesor efectivo de losa del pavimento existente, $D_{ef}$	294
16.5.8	Paso 8. Determinación del espesor del refuerzo	296
16.6	Juntas	296
16.7	Armaduras	297
16.8	Capa de separación	297

## **CAPITULO 17**

### **Refuerzo de hormigón sobre pavimentos de concreto asfáltico**

17.1	Introducción	298
17.2	Factibilidad	298
17.3	Tareas de reparación previas	299
17.4	Control de reflexión de fisuras	299
17.5	Diseño de espesores	299
17.5.1	Paso 1. Diseño del pavimento existente	300
17.5.2	Paso 2. Análisis de tránsito	300

17.5.3	Paso 3. Observación del estado del pavimento existente	300
17.5.4	Paso 4. Ensayos de deflexión	300
17.5.5	Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales	300
17.5.6	Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro, $D_r$	301
17.5.7	Paso 7. Determinación del espesor de refuerzo	301

## **CAPITULO 18**

### **Análisis del costo de operación del pavimento**

18.1	Introducción	302
18.2	Alternativas de diseño de pavimentos	302
18.3	Análisis ingenieril	303
18.4	Análisis económico	303
18.4.1	Método del valor presente	304
18.4.2	Método del costo uniforme equivalente	305
18.4.3	Período de análisis	305
18.4.4	Período de vida útil	306
18.4.5	Tasa de descuento	306
18.5	Selección de la alternativa de diseño más favorable	306
18.5.1	Factores restrictivos	307
18.6	Costo de operación de un pavimento	307
18.6.1	Costos iniciales	307
18.6.2	Mantenimientos futuros y costos de rehabilitación	307
18.6.3	Valor residual	307
18.7	Evaluación de factores de decisión	308
18.8	Problemas	309

## **ANEXO A-1**

### **Un examen del Factor de Vida Remanente del AASHTO**

A.1.1	Introducción	322
A.1.2	Concepto de vida remanente	323
A.1.3	Aplicación de la vida remanente a los refuerzos	325

A.1.4	Curvas de factor de vida remanente	327
A.1.5	Incongruencias en la aplicación	328
A.1.6	Modificación al cálculo de refuerzos por el criterio de vida remanente	329
A.1.7	Otras dificultades	330
A.1.8	Conclusiones y recomendaciones	331

## **ANEXO A-2**

### **Diseño de refuerzos según criterio AASHTO 93**

A.2.1	Refuerzo de concreto asfáltico sobre concreto asfáltico	332
A.2.2	Refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón triturado	340
A.2.3.	Refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón	344
A.2.4	Refuerzo de concreto asfáltico sobre concreto asfáltico sobre hormigón	351
A.2.5	Refuerzo de hormigón adherido sobre hormigón	356
A.2.6	Refuerzo de hormigón no adherido sobre hormigón; refuerzo de hormigón adherido sobre hormigón; refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón triturado	361
A.2.7	Refuerzo de hormigón sobre concreto asfáltico	367
A.2.8	Refuerzo de concreto asfáltico sobre concreto asfáltico. Método AASHTO 86	370

## **ANEXO A-3**

### **Ejemplo de determinación del tiempo de drenaje**

A.3.1		372
-------	--	-----

## **ANEXO A-4**

### **Conversión de sistemas de unidades**

A.4.1	Unidades de masa	375
A.4.2	Unidades de peso	375

A.4.3	Unidades de longitud	375
A.4.4	Unidades de presión	376
A.4.5	Unidades de peso específico	376
A.4.6	Unidades de coeficiente de reacción	377
A.4.7	Conversión de temperaturas	377
A.4.7.1	Pasaje de grados centígrados a grados Fahrenheit	377
A.4.7.2	Pasaje de grados Fahrenheit a grados centígrados	377

## ***Prólogo de la Tercera Edición***

*El objetivo de esta tercera edición del Manual AASHTO '93 en castellano es adecuar la metodología de diseño de pavimentos nuevos y refuerzos a la nueva versión del programa DARWin, denominado DARWin 3.0, que fue adquirido el año pasado por la EICAM y ya utilizado en varios proyectos de diseño de pavimentos por dicho instituto de investigación. La novedad que presenta este programa, que es compatible con Windows 95, es que permite trabajar con unidades inglesas, como las versiones anteriores del DARWin, y unidades métricas. En el caso del empleo de este último sistema de unidades, el programa trabaja con unidades del llamado Sistema Internacional o S.I., donde las fuerzas son expresadas en kN, las presiones en kPa o Mpa y los módulos de reacción de subrasante en kPa/mm. Dicho sistema de unidades no tiene aún mucha aplicación entre los profesionales de nuestro medio, más acostumbrados a emplear el Sistema Técnico, con fuerzas expresadas en Kg o tn y presiones en Kg/cm<sup>2</sup> o tn/m<sup>2</sup>. El traductor entiende que la presentación de este Manual, junto con aplicaciones del programa DARWin 3.0 es una excelente oportunidad para que los profesionales vayan familiarizándose con este sistema de medidas ya aceptado en los países desarrollados, de donde provienen gran parte de softs, máquinas de ensayo e instrumentos de medida, que son de uso cotidiano en la vida profesional. Para facilitar la comprensión de este sistema de medidas, se adjunta al final del trabajo una tabla de conversión de unidades del sistema Inglés al Técnico y al Internacional.*

*En la elaboración de esta tercera edición, se agregó a todos los gráficos existentes, expresados en unidades inglesas, las correspondientes al Sistema Internacional, como así el equivalente en Sistema Internacional de algunas fórmulas empíricas que estaban expresadas en unidades inglesas. Los ejemplos de aplicación fueron convertidos al Sistema Internacional. Donde, en las anteriores versiones del Manual AASHTO '93, aparecían figuras que eran representaciones en pantalla resultantes de hacer correr el programa DARWin, fueron cambiadas por las figuras correspondientes al DARWin 3.0., como el lector lo puede comprobar en los capítulos 8, 9 y 18. Además se agrega al Anexo A-2 "Diseño de refuerzos según criterio AASHTO '93" figuras con las representaciones en pantalla de los ejemplos presentados haciendo correr el DARWin 3.0.*

*Otra modificación que surge como consecuencia de la aparición del Programa DARWin 3.0 es que para pavimentos flexibles, el número estructural SN deja de ser un adimensional para tener dimensiones de longitud, que representan un espesor ficticio de pavimento. En el Sistema Inglés viene expresado en pulgadas y conserva numéricamente el mismo valor adimensional que tenía antes, mientras que en el Sistema Internacional viene expresado en mm. Los coeficientes estructurales de capa  $a_1$  mantienen numéricamente el mismo valor que antes, pero en lugar de tener como unidad pulg<sup>-1</sup>, son ahora adimensionales, vale decir que no cambian, cualquiera sea el sistema de unidades utilizado. Esta modificación ha sido tomada en cuenta en la elaboración de esta Tercera Edición, tanto en textos como en gráficos.*

*Ing. Oscar V. Cordo  
San Juan, Septiembre de 1998*



## ***Prólogo de la Segunda Edición***

*Esta segunda edición del Manual AASHTO '93 en castellano se hace con el fin de agregar un anexo en la parte final del trabajo que el traductor considera muy importante para fijar conceptos sobre el uso del Manual AASHTO '93. En dicho anexo se incluye la traducción del artículo "Un Examen del Factor de Vida Remanente del AASHTO" escrito por Robert Elliott y que se encuentra en la parte final del Manual AASHTO '93 en su versión en inglés. En dicho artículo se hace una revisión crítica del criterio AASHTO '86 para el diseño de refuerzos según el criterio de vida remanente y explica los fundamentos para justificar su modificación en el Manual AASHTO '93. Es necesario recalcar que esta diferencia de criterios es la que diferencia los métodos AASHTO '86 y '93.*

*Analizando matemáticamente las curvas de la fig. 1 (factor de vida remanente en función de la vida remanente del pavimento previo a la colocación del refuerzo y de la vida remanente del pavimento más refuerzo al final de la vida útil de este último), con las fórmulas propuestas en el citado artículo, se comprobó que hay un error en los valores asignados para las curvas RLx. En efecto, la curva correspondiente a RLx=100 le corresponde en realidad RLx=90, a la RLx=90 el valor RLx=80 y así sucesivamente. En la fig. 1 de la traducción de este artículo, los valores escritos son los correctos.*

*A continuación se incluyen ejemplos de aplicación de cálculo de refuerzos de todos los casos previstos en el Manual AASHTO '93 cuyo objetivo es que el lector fije bien los conceptos explicados en los capítulos 10 a 17 inclusive. También se incluye el cálculo de un refuerzo según el criterio AASHTO '86 y se lo compara con el resultado obtenido, para el mismo ejemplo, con el criterio del AASHTO '93.*

*Se incluye también un ejercicio de aplicación para determinar el tiempo y coeficiente de drenaje para una base a ser utilizada bajo un pavimento flexible o rígido.*

*Además se aprovechó esta oportunidad para corregir pequeños errores de escritura y redacción presentes en la primera edición y que por razones de tiempo no pudieron ser corregidos previamente a su edición. Por otro lado, todas las figuras fueron incorporadas directamente al texto a los efectos de obtener una mejor calidad de impresión.*

*Ing. Oscar V. Cordo  
San Juan, Abril de 1995*

## **Prólogo de la Primera Edición**

*Este trabajo fue hecho a partir de la obra titulada "AASHTO Design Procedures for New Pavements", "Primera edición, Agosto de 1993" para los capítulos 1 a 9 inclusive y capítulo 18. Para los capítulos 10 a 17 se hizo la traducción del "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures" "Part III - Pavement Design Procedures for Rehabilitation of Existing Pavements-1993- Chapter 5-Rehabilitation Methods with Overlays".*

*Toda esta obra se encuentra reunida en la publicación "Curso Internacional-Diseño de Pavimentos según Método AASHTO 1993" correspondiente al curso homónimo que tuvo lugar en Santiago, Chile, en Septiembre de 1993. El mismo fue dictado por los Ings. Michael Darter y David Peshkin, de Illinois, EEUU y organizado conjuntamente por el Instituto Panamericano de Carreteras, la Federal Highway Administration, el Instituto Chileno de Carreteras y el Instituto de la Industria de la Construcción de Chile.*

*El objetivo de este resumen traducido es brindar a los profesionales viales argentinos una herramienta de fácil comprensión para el diseño de pavimentos nuevos, rígidos y flexibles, y para diseñar distintas alternativas de refuerzos estructurales sobre pavimentos existentes. Este objetivo encuadra perfectamente dentro del marco propuesto por la Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña (EICAM), donde el traductor realiza tareas de investigación, para transferencia de tecnología al medio.*

*En esta obra se ha respetado el orden cronológico dado al curso, por lo que el capítulo referente a "Análisis del Costo de Operación del Pavimento" aparece al final, cosa que no ocurre con la versión original de la obra en inglés. El traductor considera acertado este criterio por cuanto para análisis de costos es necesario dominar bien todas las alternativas de diseño de refuerzos.*

*Se ha querido conservar la nomenclatura de todas las variables que aparecen en su versión original en inglés para evitar confusiones. Es por eso que muchas veces esta nomenclatura no coincide con el nombre que se le da a la variable en castellano.*

*Se agregaron, en el capítulo correspondiente a drenaje (Capítulo 7), criterios para diseño de geotextiles que no aparecen en la versión original, pero que se consideran necesarios para un correcto diseño de un sistema de drenaje con este tipo de materiales. Los mismos fueron obtenidos de la publicación "Geotextile Design and Construction Guidelines" y usados por el autor en diseños de sistemas de drenaje.*

*También se agregó en el Capítulo 7 el criterio para determinar la pérdida de serviciabilidad por efecto de subrasantes expansivas y congelantes que aparecen en el Manual AASHTO-86, pero que no se encuentran en esta obra, por considerarse de suma importancia.*

*Por último, el autor agradece profundamente al Sr. Decano de la Facultad de Ingeniería, Ing. Juan E. Marcet, al Director de la EICAM, Ing. Julio C. Ortiz Andino y al Director de Transferencia de Tecnología de la misma, Agr. Alfonso De La Torre por hacer posible su asistencia al curso ya citado en Santiago de Chile, que permitió realizar esta obra.*

*Ing. Oscar V. Cordo  
San Juan, Febrero de 1994*

# CAPITULO 1

## Antecedentes y desarrollo del método de diseño AASHTO-'93

### 1.1. Tipos de pavimentos

Los pavimentos pueden dividirse en rígidos y flexibles. El comportamiento de los mismos es muy diferente tal como puede verse en la fig. 1.1.

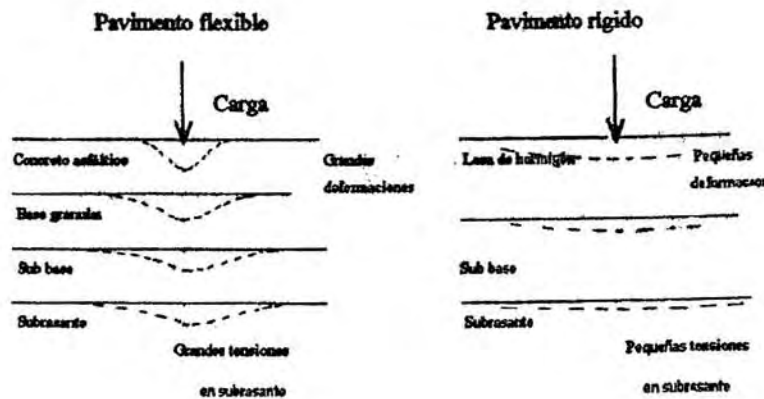


Fig. 1.1. Esquema del comportamiento de pavimentos flexibles y rígidos

En un pavimento rígido, debido a la rigidez de la losa de hormigón, se produce una buena distribución de las cargas de ruedas dando como resultado tensiones muy bajas en la subrasante. En un pavimento flexible, el concreto asfáltico, al tener menos rigidez, se deforma más que el hormigón y se producen tensiones mayores en la subrasante.

Debido a la rigidez y alto módulo de elasticidad del hormigón, los pavimentos rígidos basan su capacidad portante en la losa de hormigón más que en la capacidad de la subrasante. Los pavimentos rígidos pueden dividirse en tres tipos:

- Hormigón simple
- Hormigón armado con juntas
- Hormigón armado continuo

El pavimento de hormigón simple no contiene armadura en la losa y el espaciamiento entre juntas es pequeño (entre 3,7 a 9,1 metros o 12 a 30 pies). Las juntas pueden o no tener dispositivos de transferencia de cargas.

Los pavimentos de hormigón armado con juntas tienen espaciamientos mayores entre juntas (entre 6,1 y 36,6 metros o 20 a 120 pies) y llevan armadura distribuida en la losa a los efectos de controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción.

Los pavimentos de hormigón armado continuo tienen armadura continua longitudinal y no tienen juntas transversales, excepto juntas de construcción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen más armadura que los de hormigón armado con juntas y el objetivo de esta armadura es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que éstas permanezcan cerradas.

Los pavimentos flexibles se caracterizan por ser sistemas multicapa con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son mayores. La capa superior es de concreto asfáltico. Un pavimento flexible trabaja distribuyendo la carga hasta que llegue a un nivel aceptable para la subrasante. Por debajo de la capa de concreto asfáltico va una base que puede ser de piedra partida, grava bien graduada o materiales estabilizados (con cemento o con asfalto). Por debajo de esta base va una capa de menor calidad llamada sub base.

## **1.2.Desarrollo histórico del diseño de pavimentos**

### **1.2.1.Métodos previos a ensayos de Road Test**

Los primeros métodos de diseño de pavimentos se remontan a tiempos anteriores a la década del 20. En ese tiempo los diseños se hacían en base a la experiencia y al sentido común del proyectista. En algunos casos los resultados eran buenos, pero cuando se extrapolaban a zonas de diferente tipo de suelo, distinta composición de tránsito y distinto clima, los resultados eran dudosos, por lo que eran métodos poco confiables.

#### **1.2.1.1.Métodos basados en la Mecánica de Suelos**

Muchos de estos métodos estaban basados en principios geotécnicos. El concepto era proteger la subrasante de tensiones excesivas colocando un espesor suficiente de materiales por encima de ésta.

##### **1.2.1.1.1.Método del Índice de Grupo**

Se basa en el concepto del Índice de Grupo. El Índice de Grupo de un suelo aumenta a medida que disminuye su calidad, por lo tanto a subrasantes de alto Índice de Grupo le corresponderán grandes espesores de pavimentos. Este método no especificaba cargas por eje, simplemente tenía en cuenta el número de vehículos pesados diarios.

#### **1.2.1.1.2.Métodos edafológicos**

Están basados en la clasificación de la formación de suelos. Se basan en el principio de que suelos del mismo origen y con condiciones climáticas similares tendrán propiedades ingenieriles similares.

#### **1.2.1.2.Métodos basados en la resistencia**

Estos métodos usan las propiedades de resistencia o de carga-deformación de los suelos que forman las subrasantes.

##### **1.2.1.2.1.Método del Valor Soporte California (CBR)**

Este método usa las características de carga-deformación de la subrasante, sub base y base y en forma empírica los relaciona con los espesores totales del pavimento, de base y sub base. El CBR es la relación existente entre una carga que produce una deformación de 0,1 pulg (2,5 mm) en el material en cuestión y la carga que produce esa misma deformación en una muestra patrón que es un material granular de excelentes cualidades.

##### **1.2.1.2.2.Método del Valor R de Hveem**

Se basa en el ensayo del estabilómetro de Hveem que mide las presiones horizontales desarrolladas en un material granular por efecto de la aplicación de una carga vertical. A mayor resistencia a la presión vertical, mejor será la calidad del material. El espesor de un paquete estructural es función del valor R de la subrasante, a menor R, mayor espesor.

##### **1.2.1.2.3.Métodos basados en ensayos de carga-deformación**

Este método de diseño supone que el comportamiento del pavimento es función de las características de carga-deformaciones de la subrasante. Para medir esta característica se usa el ensayo de la placa o plato de carga en el cual la subrasante es cargada a través de una serie de placas rígidas de 300 a 750 mm de diámetro y se mide la deflexión de la placa. El espesor de diseño está basado en una correlación entre la deflexión de la placa y el comportamiento del pavimento.

##### **1.2.1.2.4.Métodos basados en ensayos triaxiales**

Se coloca la muestra de material a ensayar dentro de una cámara triaxial, se le aplica una presión de confinamiento que simula las condiciones imperantes en el pavimento y se la carga verticalmente hasta rotura. Estas tensiones de rotura se relacionan con los espesores de pavimentos necesarios para proteger la subrasante y de base para proteger la sub base.



## **1.2.2.Métodos de diseño basados en ensayos Road Test**

### **1.2.2.1.Road Test de Bates**

En los años 20 los ingenieros comenzaron a reconocer que las cargas de tránsito y su distribución por ejes eran factores fundamentales en el diseño de pavimentos. Así la División de Carreteras de Illinois realizó el Bates Experimental Road Test entre 1922 y 1923. Este ensayo fue hecho en una calzada de 4 Km de largo cerca de Springfield, Illinois. La misma fue dividida en distintos sectores y se usaron diferentes materiales: ladrillos, concreto asfáltico y hormigón.

### **1.2.2.2.Road Test de Maryland**

Se hizo en 1950 sobre un tramo de 1,8 Km de un pavimento rígido de una ruta existente cerca de La Plata, Maryland. El ensayo consistía en estudiar una sección transversal de espesor variable (9-7-9 pulg o 22,9-17,8-22,9 cm) con juntas de contracción cada 12,2 m y juntas de expansión cada 36,6 m. La losa se armó con malla de acero y se usaron pasadores de 19 mm de diámetro en correspondencia con las juntas transversales.

El objetivo de este ensayo fue determinar los efectos relativos de cuatro distintas cargas por eje usando dos vehículos tipo. Las cargas eran de 80 kN (simple), 100 kN (simple), 142 kN (tándem) y 200 kN (tándem). Estas eran las cargas previstas en la red vial. Los resultados de los ensayos eran los siguientes:

- a) La fisuración y asentamiento de la losa en las juntas se incrementaba de acuerdo a las cargas en este orden: 80 kN (simple), 142 kN (tándem), 100 kN (simple), 200 kN (tándem).
- b) Cuando había subrasantes plásticas se observaba bombeo, pero esto no ocurría cuando la subrasante era granular con muy pequeños porcentajes de limo y arcilla.
- c) La equivalencia entre ejes tándem y ejes simples dependía de la ubicación transversal de la carga.
- d) Las tensiones y deflexiones causadas por cargas actuando en las esquinas y bordes estaban influenciadas por el alabeo térmico.

### **1.2.2.3.Road Test de la WASHO**

Fue realizado entre 1953 y 1954 por la Western Association of State Highway Officials (WASHO) en la ruta existente cerca de Malad, Idaho. Se hicieron dos pistas de 580 m en tramo recto cada una, en las cuales había 5 secciones de ensayos de 92 m de largo separados por tramos en transición de 30 m. Las cargas por eje usadas fueron: 80 kN (simple), 100 kN (simple), 142 kN (tándem) y 178 kN (tándem). Los espesores de pavimentos oscilaban entre 152 y 559 mm (6 a 22 pulg). Las conclusiones fueron:

- a) El daño en el pavimento se incrementaba en el siguiente orden: 80 kN (simple), 142 kN (tándem), 100 kN (simple) y 178 kN (tándem).

b) El comportamiento del pavimento con 4 pulg de concreto asfáltico fue superior a uno de igual espesor, pero con 2 pulg de concreto asfáltico.

c) De acuerdo a las fallas producidas al pavimento, un eje tandem con una carga 1,5 veces mayor que la carga de un eje simple es equivalente a ese eje simple. La equivalencia entre ejes simples y tandem en lo concerniente a deformaciones es 1,8 veces.

#### **1.2.2.4. Road Test de la AASHO**

Fue el último de los grandes ensayos de road test realizados en EEUU. Fue hecho entre 1958 y 1960 cerca de Ottawa, Illinois. Se eligió esta zona por poseer características de suelos uniformes y típicos de gran parte de EEUU. Por otro lado el clima es el típico del Norte de EEUU.

Este ensayo introdujo el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos. La serviciabilidad es una medida de la capacidad del pavimento para brindar una superficie lisa y suave al usuario. Este parámetro varía entre 0 (pavimento intransitable) a 5 (pavimento perfecto). Para cada sección de pavimento se estudió el índice de serviciabilidad presente o actual, PSI (present serviceability index) y se graficó en función del tiempo tal como muestra la fig. 1.2. para pavimentos rígidos y flexibles. En base a datos de este tipo se dedujeron las ecuaciones de diseño.

##### **1.2.2.4.1. Extensiones del Road Test de la AASHO**

Fue el ensayo más completo realizado hasta el momento, pero adolecía de ciertos defectos como ser: un único medio ambiente, el mismo tipo de subrasante y materiales para pavimentos del Norte de Illinois. Como paso siguiente se iban a considerar diferentes condiciones y materiales. Los componentes del proceso de diseño que requerían verificación local eran:

- Factor regional (clima)
- Valor soporte para distintas subrasantes
- Coeficientes estructurales para las distintas capas

Se iban a hacer estudios complementarios en otras regiones de EEUU, con diferentes materiales y condiciones ambientales, pero lamentablemente nunca se llevaron a cabo, dejando al método de diseño AASHTO con estas limitaciones:

- Verificación
- Base de datos estadísticos inadecuados
- Definiciones no reales de falla

No obstante esto, sirvió de base para muchos procesos de diseño de pavimentos en EEUU.



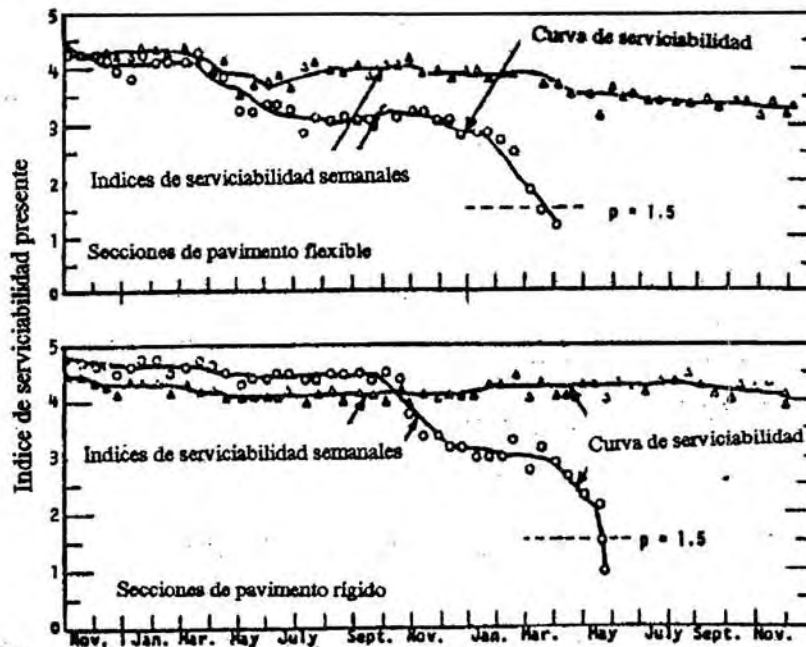


Fig. 1.2.Registros de serviciabilidad típicos a partir del AASHO Road Test (HRB 1962)

#### 1.2.2.4.2.Objetivos del Road Test de la AASHO

Los objetivos eran:

- a)Determinar la relación entre el número de repeticiones de cargas por eje de diferente magnitud y configuración y el espesor necesario de pavimento (rígido o flexible) que apoya en una subrasante de características conocidas.
- b)Determinar los efectos significativos de vehículos de distinto peso cuando se aplican solicitaciones de distinta frecuencia a los puentes. Los puentes analizados eran vigas I de acero, de hormigón armado y de hormigón pretensado.
- c)Realizar estudios especiales en lo que concierne a banquetas, tipos de base, fatiga del pavimento, dimensiones y presión de neumáticos y vehículos militares pesados y correlacionar los resultados de estos estudios especiales con los de la investigación básica.
- d)Tomar los recaudos necesarios para mantener las secciones de estudio lo máximo posible en buenas condiciones para la medida de las variables en estudio.
- e)Desarrollar instrumentos, procedimientos de ensayos, datos, tablas, gráficos y fórmulas que reflejen la capacidad de las distintas secciones ensayadas y que serán muy valiosas en el diseño de futuras carreteras y en la evaluación de la calidad de calzadas existentes.

#### 1.2.2.4.3. Condiciones específicas para el Road Test de AASHO

Las condiciones climáticas de la zona son:

Lluvia anual : 762 mm

Diferencia entre precipitación y evaporación: 102 mm

Índice de Thornthwaite : 30

Profundidad de penetración del hielo : 762 mm

Ciclos de congelación y deshielo : 12 por año a nivel de sub base

Temperatura media en verano : 24° C

Temperatura media en invierno : -3° C

Características de la subrasante:

Suelo tipo A-6

CBR= 2 a 4%

Módulo de reacción  $k = 12 \text{ kPa/mm} = 45 \text{ pci} = 1,2 \text{ Kg/cm}^3$  (medido en primavera, luego del deshielo inicial)

Profundidad de roca madre (bed rock)= 3,0 a 9,1 m de la superficie. Esta varía desde arenisca en el extremo occidental de la zona a caliza esquistosa en el extremo Este.

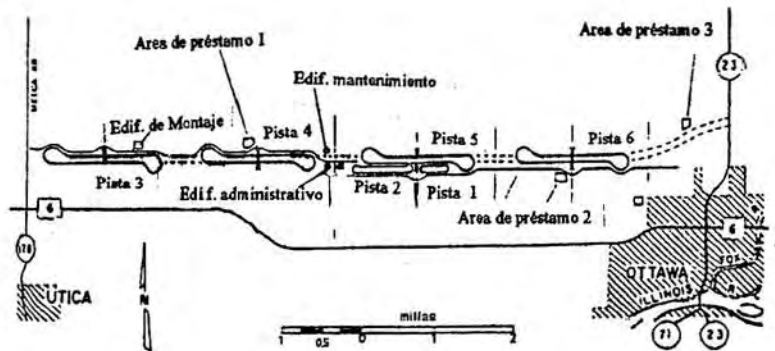


Fig. 1.3 Pistas para el Road Test de AASHO

Se construyeron pistas entre 1956 y 1958. La construcción fue de excelente calidad. Hay 6 pistas, 4 grandes y 2 pequeñas. Las grandes son las 3, 4, 5 y 6, y las pequeñas la 1 y la 2. Cada pista tenía un tramo recto de cuatro trochas divididas al centro con curvas de retorno en los extremos. Los tramos rectos tenían una longitud de 2073 m para las pistas grandes (3 a 6), 1341 m para la 2 y 610 m para la pista 1. La pista 1 fue sometida a cargas estáticas y efectos del clima y las pistas 2 a 6 fueron solicitadas con cargas dinámicas que van aumentando de una pista a otra. En todas las pistas, los tramos rectos al Norte y las curvas de

*Antecedentes y desarrollo del método de diseño AASHTO- '93*

retorno al Este eran de concreto asfáltico, mientras que los tramos rectos al Sur y las curvas de retorno al Oeste eran de hormigón.

Las variables para este estudio eran: espesor de pavimento, magnitud de cargas y efectos ambientales. Las secciones de pavimentos eran variables, con tramos de transición entre ellas. La longitud mínima de sección era de 30 m.

La capa de concreto asfáltico usada consistía en una mezcla de piedra caliza partida densa y bien graduada con un 5,4% de cemento asfáltico de grado de penetración 85-100. El espesor de esta capa oscilaba entre 25 y 152 mm (1 a 6 pulg). Se usaron cuatro tipos de base: piedra partida caliza, grava bien graduada, grava tratada con cemento y grava tratada con asfalto. El espesor de la base variaba de 0 a 229 mm (0 a 9 pulg). El pavimento de hormigón estaba hecho con aire intencionalmente incorporado y contenía 335 Kg de cemento por m<sup>3</sup> de hormigón, grava y arena natural.

La sub base del pavimento flexible y rígido era una mezcla densa de grava y arena con un porcentaje apreciable de finos (PT N°200=6,5%). Los espesores variaban de 0 a 406 mm (0 a 16 pulg) para los pavimentos flexibles y de 0 a 229 mm (0 a 9 pulg) para pavimentos rígidos.

El tránsito que circuló por estas pistas consistía en cargas de ejes simples que variaban entre 9 y 133 kN (2 a 30 kips) y cargas de ejes tandem que variaban entre 107 y 214 kN (24 a 48 kips). Se aplicaron  $1,14 \times 10^6$  cargas por eje en cada sección, lo que daba un equivalente de 10 millones de pasadas de ejes de 80 kN (18 kips) en la pista más cargada.

#### 1.2.2.4.4. Evolución de los procedimientos de diseño AASHTO

##### a) Pavimentos flexibles

Los datos del Road Test daban relaciones empíricas entre el espesor del concreto asfáltico, magnitud de cargas, tipo de ejes, número de aplicaciones de cargas y pérdida de serviciabilidad para un pavimento en las condiciones del Road Test. La ecuación que servía de diseño era:

$$\log W = \log \rho + \frac{G}{\beta} \quad (1.1)$$

W=número de aplicaciones de carga para llegar a la serviciabilidad final

G=una función, el logaritmo, de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t a la pérdida potencial a una serviciabilidad 1,5.

$\beta$ =una función de diseño y variables de carga que tienen influencia en la forma de la curva p-W (p=serviciabilidad)

$\rho$ =una función de diseño y variables de carga que denotan el número esperado de aplicaciones de carga para llegar a una serviciabilidad 1,5.

$$\log \rho = 5,93 + 9,36 \log(SN+1) - 4,79 \log(L_1 + L_2) + 4,33 \log L_2 \quad (1.2)$$

$$\beta = 0,40 + \frac{0,081(L_1 + L_2)^{3,23}}{(SN+1)^{5,19} L_2^{3,23}} \quad (1.3)$$

siendo:

SN=número estructural

$L_1$ =carga en un eje simple o en eje tándem

$L_2$ =código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

Se hicieron versiones provisionarias de la guía AASHTO que fueron publicadas en 1972 y 1981, aunque en 1981 no hubo cambios en este rubro con respecto a 1972.

La ecuación de diseño de la guía AASHTO 72 era:

$$\log W_{18} = 9,36 \log(SN+1) - 0,20 + \frac{G_t}{0,40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5,19}}} + \frac{1}{F_R} + 0,372 (Si - 3,0) \quad (1.4)$$

$$\text{siendo } G_t = \log \frac{4,2 - p_t}{4,2 - 1,5} \quad (1.5)$$

$F_R$  =factor regional

Si =Valor soporte de la subrasante (f(CBR))

En el año 1986 se presentaron muchas innovaciones. Aparece el concepto de confiabilidad que permite al proyectista diseñar un pavimento con un nivel apropiado de riesgo. El factor de confiabilidad de diseño  $Z_R$  permite tener en cuenta variaciones tanto en la predicción del tránsito como en el comportamiento del pavimento.

Se introduce el módulo resiliente que reemplaza al CBR como dato de entrada. Esto permite una mejor definición de las propiedades resistentes de los materiales. Puede aplicarse también a materiales estabilizados.

Las condiciones de drenaje están tenidas en cuenta con los coeficientes de drenaje  $m_i$ . Estos son función de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo que la estructura estará sometida a niveles de humedad próximos a la saturación. Este coeficiente se aplica a las capas no estabilizadas.

También se prevé el efecto de hinchamiento por subrasantes expansivas y el efecto de hinchamiento por congelación.

La ecuación de diseño es ahora:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9,36 \log(SN+1) - 0,20 + \frac{\log \Delta PSI}{0,40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5,19}}} + 2,32 \log M_R - 8,07 \quad (1.6)$$

donde:

$W_{18}$ =número de aplicaciones de cargas de 80 kN

$Z_R$ =abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

$S_o$ =desvío standard de las variables

$\Delta PSI$ =pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

*Antecedentes y desarrollo del método de diseño AASHTO- '93*

$M_R$ =módulo resiliente de la subrasante

Con motivo de la implementación del programa DARWin 3.0 aparece una nueva modificación en el diseño de pavimentos flexibles al permitir dicho programa el cálculo en unidades inglesas o métricas. La modificación aparece en el número estructural, que deja de ser un adimensional para convertirse en un parámetro con unidades de longitud, que representa un espesor ficticio del pavimento. En unidades inglesas viene expresado en pulgadas y conserva el valor numérico obtenido mediante la expresión 1.6. En el sistema métrico viene expresado en mm y su valor es igual a SN (en pulg) multiplicado por 25,4.

## b) Pavimentos rígidos

Los datos del Road Test de la AASHO dieron también relaciones empíricas entre el espesor de la losa de hormigón, magnitud de las cargas, tipos de ejes, número de aplicaciones de carga y pérdida de serviciabilidad para las condiciones específicas (materiales y ambientales) de este ensayo.

La ecuación de diseño es:

$$\log W = \log \rho + \frac{G}{\beta}$$

donde:

$$\log \rho = 5,85 + 7,35 \log (D+1) - 4,62 \log (L_1 + L_2) + 3,28 \log L_2 \quad (1.8)$$

$$\text{siendo } \beta = 1,00 + \frac{3,63 (L_1 + L_2)^{5,20}}{(D+1)^{8,46} L_2^{3,52}} \quad (1.9)$$

D=espesor de la losa, pulg

$L_1$ =carga por eje simple o eje tandem, kips

$L_2$ =código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tandem)

La ecuación de diseño fue modificada en 1962 usando la ecuación de tensiones en esquina de Spangler para tener en cuenta las propiedades de los materiales como ser la resistencia a la flexión del hormigón F, el módulo elástico E y el valor soporte de la subrasante k.

En 1972 se introdujo el factor de transferencia de cargas en juntas J, y se llega a la ecuación de diseño de 1972:

$$\log W_{18} = 7,35 \log (D+1) - 0,06 + \frac{G_i}{1 + \frac{1,624 \times 10^7}{(D+1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 p_i) \left[ \log \left( \frac{S'_c}{215,63 J} \right) \frac{D^{0,75} - 1,132}{D^{0,75} - \frac{18,42}{Z^{0,25}}} \right] \quad (1.10)$$

$Z = E/k$

$S'_c$  es el módulo de rotura.

En 1981 se introdujo un factor de seguridad para bajar  $S'_c$ . En 1986 aparecen los conceptos de confiabilidad R, desvío standard  $S_o$ , factor de confiabilidad de diseño  $F_R$  como en el caso de pavimentos flexibles. Las condiciones de drenaje se tienen en cuenta con el coeficiente de drenaje  $C_d$ , que tiene en cuenta la calidad del drenaje y el tiempo en que el

*Antecedentes y desarrollo del método de diseño AASHTO- '93*



pavimento está sometido a niveles de humedad próximos a la saturación. Se pueden tener en cuenta subrasantes expansivas o sometidas a congelamiento. Aparece también el factor de pérdida de soporte LS que tiene en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a erosión de la sub base y/o al movimiento diferencial vertical del suelo. Este factor LS reduce el valor efectivo de k.

Finalmente la ecuación de diseño es:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7,35 \log(D+1) - 0,06 + \log \left[ \frac{\Delta PSI}{1 + \frac{1,625 \times 10^7}{(D+1)^{8,46}}} \right] + (4,22 - 0,32p) \log \left[ \frac{S'_c C_d (D^{0,75} - 1,132)}{215,63J (D^{0,75} - 18,42(k/E_c)^{0,25})} \right] \quad (1.11)$$

donde:

$W_{18}$  = número de aplicaciones de carga de 80kN

$Z_R$  = abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

$S_0$  = desvío standard de las variables

D = espesor de la losa (pulg)

$\Delta PSI$  = pérdida de serviciabilidad de diseño

$S'_c$  = módulo de rotura del hormigón (psi)

J = coeficiente de transferencia de carga

$C_d$  = coeficiente de drenaje

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón (psi)

k = módulo de reacción de subrasante (pci)

Con las nuevas modificaciones las variables vienen expresadas en:

D = espesor de la losa (mm)

$S'_c$  = módulo de rotura del hormigón (kPa)

$E_c$  = módulo de elasticidad del hormigón (kPa)

k = módulo de reacción de subrasante (kPa/mm)

## **CAPITULO 2**

### **Conceptos de performance o comportamiento de pavimentos**

#### **2.1. Definición de comportamiento del pavimento**

La performance o comportamiento de un pavimento puede definirse como la capacidad estructural o funcional medible a lo largo de su período de diseño. El público usuario le asigna valores subjetivos de acuerdo a su calidad de rodadura, seguridad, aspecto y conveniencia.

La capacidad funcional comprende:

- Calidad aceptable de rodadura.
- Adecuada fricción superficial.
- Geometría apropiada para seguridad.
- Aspecto estético.

La capacidad estructural del pavimento implica soportar las cargas impuestas por el tránsito y las condiciones ambientales.

La capacidad estructural y funcional están íntimamente relacionadas. En efecto, un deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay un incremento en rugosidad, ruido, y aún riesgo para los vehículos y ocupantes que lo transiten. No obstante hay otros tipos de fallas estructurales que pueden progresar sin que los usuarios lo noten hasta etapas muy avanzadas. También puede haber una pérdida de capacidad funcional sin que ésto implique pérdida de capacidad estructural (ej. pérdida de fricción).

#### **2.2. Indicadores de comportamiento**

Hay características del pavimento que pueden medirse cuantitativamente y correlacionarse con las consideraciones subjetivas de los usuarios. Estas características se llaman indicadores de comportamiento y son:

- Fallas visibles
- Capacidad estructural
- Fricción superficial
- Rugosidad/serviciabilidad

### **2.2.1.Fallas visibles**

Las fallas tienen lugar en los pavimentos como resultado de interacciones complejas de diseño, construcción, materiales, tránsito, medio ambiente y procedimientos de mantenimiento. Las fallas visibles deben ser cuantificadas de acuerdo a estos parámetros:

- Tipo
- Severidad
- Cantidad

Más adelante se describirán algunos tipos de fallas. De acuerdo a la severidad de una falla, ésta puede ser de baja severidad, de severidad media o de alta severidad. La cantidad se mide de distintas formas de acuerdo al tipo de falla:

- Magnitud promedio en longitud en todo el tramo a estudiar (por ejemplo para desplazamientos verticales, ahuellamiento, etc).
- Cantidad total por longitud (para fisuras transversales).
- Cantidad total por área (para fisuras en bloque).
- Porcentaje de área afectado (para piel de cocodrilo).
- Número de veces (para hinchamientos y asentamientos).

#### **2.2.1.1.Fallas en pavimentos rígidos**

##### **a)Pandeo**

El pandeo tiene lugar en las juntas o fisuras de un pavimento de hormigón cuando tienen lugar altas temperaturas, infiltración de material incompresible dentro de las juntas y fisuras o la presencia de áridos reactivos que produzcan expansión en el hormigón. Debido a estas causas se desarrollan grandes presiones en el hormigón, las que se liberan por quebradura o pandeo de la losa hacia arriba en correspondencia con la fisura o grieta. Las losas de gran longitud son más susceptibles al pandeo que las cortas. El pandeo raramente ocurre si la separación entre juntas es menor de 6,10 m.

En general los pandeos tienen lugar durante la primavera o principios del verano. Ocurren a avanzadas horas de la tarde cuando la temperatura del pavimento alcanza su valor más alto.

##### **b)Fisuras de esquina**

Una fisura de esquina es aquella que intersecta una junta transversal y el borde de calzada en un pavimento de hormigón simple. La distancia es menor de 1,8 m (6 pies) a ambos lados de la esquina de la losa. Esta fisura se extiende verticalmente en todo el espesor de la losa. No debe ser confundida con el descascaramiento de esquina, que es una fisura que forma un ángulo en el espesor de la losa y está dentro de los 0,3 m (1 pie) de la esquina.

La causa de las fisuras de esquina son: cargas repetidas pesadas, pérdida de soporte, transferencia de carga deficiente a lo largo de la junta, alabeo térmico, etc.



### **c) Fisuras de durabilidad**

Las fisuras de durabilidad consisten en una serie de fisuras muy próximas en forma de media luna que aparecen en la superficie del pavimento en forma adyacente y aproximadamente paralela a las juntas transversales y longitudinal del pavimento y al borde libre. Estas fisuras están causadas por congelamiento y descongelamiento de agregados saturados en el hormigón. En general, las fisuras de durabilidad son más severas en la parte inferior del pavimento que en la superior, por lo que cuando éstas son visibles, el daño es notorio en la parte interna del pavimento. Aparecen en primer lugar en correspondencia con juntas y fisuras y progresan luego hacia el centro de la losa.

### **d) Desplazamientos verticales diferenciales o escalonamiento**

Tienen lugar en correspondencia con fisuras y juntas. Las causas son una pérdida de soporte en una de las losas o trozo de losa que desciende con respecto al otro. La causa de esto es el bombeo. El problema se agrava cuando no existen mecanismos de transferencia de cargas o los mismos son poco eficientes.

### **e) Daños en el sellado de juntas**

Ocurre este problema cuando entran materiales incompresibles y/o agua dentro de las juntas. Las fallas en el sellado pueden deberse a una durabilidad baja, forma inadecuada del reservorio para el sellante, o las propiedades de este último. Las fallas más comunes dentro de esta clase son:

- Extrusión del sellante de la junta
- Sellante de baja calidad
- Endurecimiento del sellante (oxidación)
- Pérdida de adherencia entre el sellante y los bordes del reservorio
- Ausencia de sellante
- Fisuración del sellante (falla cohesiva)

### **f) Fisura longitudinal**

Las fisuras longitudinales van, en general, paralelas a la línea central del pavimento. Las causas son: construcción inadecuada de juntas longitudinales, alabeo de la losa y movimientos de la subrasante por suelos expansivos o por hinchamiento debido a congelamiento.

### **g) Bombeo**

El bombeo está causado por movimiento vertical de la losa en juntas y fisuras bajo las cargas de tránsito, el cual provoca la eyección de materiales y agua a través de juntas y fisuras. El bombeo resulta grave cuando la cantidad de material eyectado deja partes

importantes de la losa, especialmente en esquinas, sin soporte. Esto produce incrementos de tensiones, deformaciones y finalmente rotura.

#### **h)Punzonado (punchout)**

Es la falla más importante en pavimentos de hormigón armado continuos. El punzonado tiene lugar cuando una sección de una losa de hormigón situada entre dos fisuras de contracción muy próximas se rompe y desciende bajo la acción de cargas repetidas. Esto ocurre, en general, en el borde externo de la trocha más transitada por los camiones. A veces se encuentran evidencias de bombeo cerca de los punzonados.

#### **i)Fallas por áridos reactivos**

Los áridos reactivos contienen silicatos y carbonatos que reaccionan con los álcalis del cemento en presencia de humedad y causan expansión en el hormigón. Esta expansión provocará tensiones de compresión en la losa y aparecerán en la superficie del pavimento fisuras muy finas, con una separación muy pequeña, las que pueden ser longitudinales o en forma de mapa. Luego, estas fisuras pueden conducir a un severo descascaramiento. Estos problemas afectan a toda el área de la losa, pero el descascaramiento comienza cerca de las juntas y fisuras y progresa hacia adentro.

#### **j)Fisuras en forma de mapa**

Consisten en una red de fisuras poco profundas, finas, en forma errática que se extienden sólo en la parte superior de la losa. Se las encuentra en hormigones viejos, en los cuales no se usaron aditivos incorporadores de aire.

#### **k)Descascaramiento en juntas y fisuras**

Es un proceso por el cual una fisura va en forma diagonal desde la superficie de la calzada hasta la junta o fisura existente. Este material termina por ser eliminado. Las causas pueden ser la infiltración de materiales incompresibles dentro de las juntas o fisuras, falta de alineación y corrosión de pasadores, juntas mal diseñadas, etc.

#### **l)Fisuras transversales y diagonales**

Las fisuras transversales son aquellas que recorren el pavimento en forma perpendicular a la línea central. Sus causas son la repetición de cargas, tensiones por alabeo y por contracción por secado

Este fenómeno, que es una falla para pavimentos de hormigón simple, no lo es para pavimentos de hormigón armado continuo y/o con juntas. En efecto, estas fisuras están previstas en el diseño. La contracción del hormigón produce tensiones de tracción que son contrarrestadas por la fricción entre losa y sub base y por la armadura prevista. Esta última

mantiene unidas las fisuras y asegura una buena transferencia de cargas a través de la trabazón de agregados. Las fisuras transversales se convierten en una falla en estos casos cuando se rompe la armadura y se abren las fisuras con todos los problemas inherentes a este fenómeno (entrada de agua, corrosión de armaduras, pérdida de trabazón entre agregados, deterioro de fisuras).

#### **2.2.1.2.Fallas en pavimentos flexibles**

Las fallas más comunes en pavimentos flexibles son:

##### **a)Piel de cocodrilo**

Es una falla por fatiga que está formada por fisuras interconectadas. Este tipo de falla comienza en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico o de la base estabilizada, cuando la hay, donde las tensiones y deformaciones causadas por las cargas de tránsito alcanzan sus mayores valores. Las fisuras se propagan a la superficie en forma de fisuras longitudinales más o menos paralelas. Luego la rotura evoluciona, se unen las fisuras y forman trozos de tamaño más o menos uniforme con bordes agudos y quebrados en un aspecto que hace recordar a la piel de cocodrilo. Las piezas tienen menos de 30 cm en el lado más largo. Tienen lugar en las zonas más sometidas a repetición de cargas.

La piel de cocodrilo no ocurre en refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón, a menos que las losas se hayan desintegrado o que se haya perdido la adherencia entre ambos pavimentos, dado que en la parte inferior del refuerzo de concreto asfáltico no hay tensiones de tracción.

##### **b)Exudación**

Es el desarrollo de una película de material bituminoso en la superficie del pavimento que crea una superficie brillante y muy lisa. La causa es la excesiva cantidad de asfalto de la mezcla o el bajo contenido de vacíos en la misma. Ocurre cuando el asfalto llena los vacíos de la mezcla durante la época de calor y se expande sobre la superficie del pavimento. En general, se lo puede considerar como un problema de diseño de mezcla. Dado que este proceso no se revierte con tiempo frío, se va acumulando cada vez más asfalto en superficie.

##### **c)Fisuras en bloque**

Consisten en fisuras interconectadas que forman una serie de grandes polígonos con bordes agudos y quebrados. La causa es la rigidización y contracción del asfalto o una subrasante que se vuelve inestable. Si no es corregido, este tipo de falla deriva en piel de cocodrilo por la entrada de agua en la estructura y ablandamiento de la subrasante.

#### **d) Fisuras longitudinales**

Son fisuras que van más o menos paralelas al eje de la calzada. Sus causas son:

- Junta defectuosa de pavimento de una trocha a otra.
- Contracción del concreto asfáltico debido a bajas temperaturas o a endurecimiento del asfalto.
- Reflexión de fisuras causadas por movimiento excesivo de juntas o fisuras debajo del concreto asfáltico, incluyendo fisuras en el pavimento de hormigón subyacente.

#### **e) Desprendimientos y peladuras**

El desprendimiento consiste en la pérdida de agregados de la superficie del pavimento y las peladuras en la pérdida de asfalto de la superficie. La causa de ambas fallas es un endurecimiento del asfalto.

#### **f) Ahuellamiento**

Es una depresión longitudinal de la superficie en correspondencia con la zona transitada por las ruedas. Los ahuellamientos poco severos se notan durante una lluvia donde estas hendiduras son ocupadas por el agua. En estados más avanzados de desarrollo estas fallas afectan la base, sub base y eventualmente la subrasante, debido a la consolidación o al movimiento lateral de los materiales por las cargas de tránsito. Las causas del ahuellamiento pueden ser: movimiento plástico de la mezcla en tiempo cálido, compactación inadecuada durante la construcción o abrasión por las ruedas. Un ahuellamiento significativo puede provocar mayores fallas estructurales e hidroplaneo.

#### **g) Fisuras transversales**

Las fisuras transversales de pavimentos flexibles no provocadas por reflexión se deben a la contracción del concreto asfáltico por bajas temperaturas o al endurecimiento del asfalto. En general no están asociadas con cargas.

#### **h) Fisuras reflejadas**

Tienen lugar en pavimentos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas. La causa es el movimiento de la losa de hormigón debido a cambios de temperatura y humedad. Generalmente no están asociadas con cargas de tránsito, no obstante estas cargas pueden causar la rotura del concreto asfáltico cerca de la fisura inicial, resultando fisuras más anchas y por último, desintegración.

### **2.2.2.Capacidad estructural**

El diseño estructural de un pavimento comienza con la previsión de los tipos y volúmenes de vehículos que pasarán sobre éste durante su vida útil. Se eligen los materiales que formarán el pavimento y finalmente se determinan los espesores de cada una de las capas que forman el paquete estructural que soportará las cargas previstas sin que se produzcan fallas. Se puede definir la capacidad estructural como la capacidad del pavimento para soportar las cargas de tránsito durante el período de vida útil.

La capacidad estructural puede ser conocida mediante ensayos no destructivos (NDT=non destructive tests). La ventaja de usar los NDT es que se pueden determinar deficiencias estructurales aún antes de que las mismas sean visibles.

### **2.2.3.Fricción superficial**

La fricción superficial de un pavimento es la fuerza desarrollada en la interfase rueda-pavimento que resiste el deslizamiento cuando se aplican las fuerzas de frenado.

En los pavimentos secos hay, en general, buena fricción superficial, pero en los mojados el agua actúa como lubricante y reduce el contacto entre rueda y pavimento. Si la película de agua es gruesa y el vehículo circula a gran velocidad, las ruedas pierden contacto con el pavimento, creando el peligroso fenómeno de hidroplaneo.

Los tres factores que influyen en la fricción superficial son: microtextura, macrotextura y pendiente transversal de calzada. La microtextura se refiere a la rugosidad de las superficies de las partículas gruesas tomadas en forma individual de la superficie de rodamiento y del ligante de esta superficie. La microtextura contribuye a la fricción por adhesión con las ruedas del vehículo. La macrotextura se refiere a la textura global del pavimento, la cual está controlada por el tipo y tamaño del agregado grueso en pavimentos flexibles y por la terminación superficial en pavimentos rígidos. Una buena macrotextura ayuda a mejorar la fricción superficial proveyendo canales de escape para el agua superficial en la interfase rueda-pavimento. La pendiente transversal contribuye a la fricción superficial facilitando la salida del agua hacia los bordes. Por lo menos se recomienda una pendiente transversal del 1%, siendo más común adoptar 2%.

### **2.2.4.Rugosidad/serviciabilidad**

Mientras que las fallas, la condición estructural y la fricción superficial son importantes indicadores ingenieriles de las condiciones de un pavimento, los usuarios juzgan el estado de un pavimento en términos de calidad para circular sobre ellos. La serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento para brindar un uso confortable y seguro a los usuarios. En el procedimiento de diseño AASHTO, la serviciabilidad está calificada en términos de Clasificación de Serviciabilidad Presente (PSR=Present Serviceability Rating). Para determinar la PSR un grupo de individuos circula sobre el pavimento y lo califica de 0 a 5. En la tabla están indicados los niveles de serviciabilidad.



PSR	Condición
0-1	Muy pobre
1-2	Pobre
2-3	Regular
3-4	Buena
4-5	Muy buena

En el Road Test de la AASHO se calificó cada pavimento con su PSR y este valor se correlacionó con condiciones medibles del pavimento: varianza del perfil (rugosidad), fisuras, parches y ahuellamiento (para pavimentos flexibles solamente). Mediante un análisis por regresión se dedujeron ecuaciones para determinar el Índice Presente de Serviciabilidad (PSI=Present Serviceability Index), el cual es una estimación del PSR basada en rugosidad y fallas.

Para pavimentos flexibles la expresión es:

$$PSI=5,03-1,91 \log(1+SV)-1,38(RD)^2-0,01(C+P)^{0,5} \quad (2.1)$$

donde:

SV=varianza del perfil sobre la sección en estudio, medida con el perfilómetro CHLOE, x10 (pulg/pie)<sup>2</sup>

RD=profundidad de ahuellamiento medio, pulg

C= piel de cocodrilo, clase 2 y clase 3 (pies<sup>2</sup>/1000pies<sup>2</sup>)

Clase 2 es cuando todas las fisuras se han unido para formar la piel de cocodrilo. Clase 3 es cuando algunos trozos del cuarteado resultante han desaparecido

P= parches (pies<sup>2</sup>/1000pies<sup>2</sup>)

Para pavimentos rígidos se tiene la ecuación:

$$PSI=5,41-1,78 \log(1+SV)-0,09(C+P)^{0,5} \quad (2.2)$$

C=fisuras clase 3 y 4, en pies<sup>2</sup>/1000pies<sup>2</sup>

Clase 3 es cuando se tiene una fisura abierta o descascarada en superficie hasta un ancho de 6,4 mm (0,25pulg) o más en una distancia de una vez y media la longitud de la fisura. Clase 4 es cuando se refiere a cada fisura sellada.

P=parches (pies<sup>2</sup>/1000pies<sup>2</sup>)

La varianza del perfil , que representa la rugosidad, es una medida estadística del perfil del pavimento medido en las zonas transitadas por las ruedas:

$$SV = \frac{\sum y^2 - 1/n(\sum y)^2}{n-1} \quad (2.3)$$

donde:

y=diferencia en elevación entre dos puntos separados 1 pie (pulg/pie) o 1 metro (mm/m)

n=número de medidas

La rugosidad está definida como las irregularidades en la superficie del pavimento que afectan la calidad de la marcha, la seguridad e incrementan los costos de mantenimiento del vehículo. El SV es el parámetro que gobierna el valor de PSI para pavimentos rígidos y flexibles dado que es el factor que más tiene en cuenta el usuario para juzgar la calidad del pavimento.

La tendencia actual es no usar más la varianza del perfil como una medida de la rugosidad. Muchas reparticiones viales han convertido el valor de la varianza del perfil en un índice de rugosidad. Se ha buscado correlacionar las medidas de rugosidad hechas con distintos aparatos y así la International Road Roughness Experiment (IRRE) convino con el Banco Mundial en evaluar diferentes aparatos de medida de rugosidad para establecer correlaciones. Así aparece el International Roughness Index, IRI, que es una medida standard de la rugosidad a la cual pueden compararse otras medidas de rugosidad. Además se relacionó el IRI con el PSR a través de la ecuación:

$$PSR = 5 e^{-0.0041 IRI} \quad (2.4)$$

donde:

IRI=International Roughness Index, en pulg/milla

Más recientemente han aparecido aparatos de medida de rugosidad que no hacen contacto con la calzada. Estos están basados en el rayo laser, en sensores infrarrojos y en sensores ultrasónicos que miden las elevaciones del perfil electrónicamente y las compara con un horizonte artificial.



## CAPITULO 3

### Caracterización del tránsito

#### 3.1.Introducción

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, y a los efectos de cálculo, se los transforma en un número equivalente de ejes tipo de 80 kN o 18 kips. Se los denominará de aquí en adelante "equivalent simple axial load" o ESAL.

La transformación del número equivalente de ejes de distinta naturaleza y peso en ESALs es una tarea compleja. Es necesario fijar bien el concepto de que el tipo de eje y su peso es más importante que el peso del vehículo en lo que respecta al comportamiento del pavimento.

#### 3.2.Conversión de tránsito en ESALs

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo. Además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga. Como las diferentes cargas producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, las fallas serán distintas. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño que toda la composición del tránsito. Esta carga tipo según AASHO es de 80 kN o 18 kips. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF ("load equivalent factor").

##### 3.2.1.Factores equivalentes de carga

El concepto de convertir un tránsito mixto en un número de ESALs de 80 kN fue desarrollado en el Road Test de la AASHO. En este ensayo se cargaron pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas para analizar el daño producido.

Así el factor equivalente de carga o LEF es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una dada carga de un tipo de eje y la producida por el eje standard de 80 kN en el mismo eje.

$$\text{LEF} = \frac{\text{Nº de ESALs de 80 kN que producen una pérdida de serviciabilidad}}{\text{Nº de ejes de x kN que producen la misma pérdida de serviciabilidad}} \quad (3.1)$$

Por ejemplo, para producir una pérdida de serviciabilidad de 4,2 a 2,5 son equivalentes:

100000 ejes simples de 80 kN

14347 ejes simples de 133 kN

$$LEF=100000/14347=6,97$$

Dado que cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEFs cambian de acuerdo al tipo de pavimento. Por ejemplo, si el punto de falla de un pavimento cambia, también lo hace el LEF. Es así que pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEFs y que también cambie según el SN (pavimentos flexibles) y según el espesor de losa (pavimentos rígidos), y que también cambien según el nivel de serviciabilidad adoptado.

A continuación se muestran tablas donde se indican LEFs para distintos tipos de ejes, distintos tipos de pavimentos y distintas serviciabilidades finales.

Tabla 3.1. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples,  $p_t=2,0$

Carga /eje		SN            pulg            (mm)					
(kips)	(kN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.002	.003	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.009	.012	.011	.010	.009	.009
8	35.6	.030	.035	.036	.033	.031	.029
10	44.5	.075	.085	.090	.085	0.79	.076
12	53.4	.165	.177	.189	.183	.174	.168
14	62.3	.325	.338	.354	.350	.338	.331
16	71.2	.589	.598	.613	.612	.603	.596
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	97.9	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	106.8	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	115.7	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	124.6	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	133.5	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	142.4	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	151.3	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	160.0	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	169.1	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	178.0	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	186.9	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	195.8	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	204.7	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	213.6	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	222.5	113	108	97	86	81	82

Tabla 3.2. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $p_t=2,0$

Carga p/eje		SN		pulg	(mm)		
(kips)	(kN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0002	.0002	.0002
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.003	.003	.003	.002
10	44.5	.007	.008	.008	.007	.006	.006
12	53.4	.013	.016	.016	.014	.013	.012
14	62.3	.024	.029	.029	.026	.024	.023
16	71.2	.041	.048	.050	.046	.042	.040
18	80.0	.066	.077	.081	.075	.069	.066
20	89.0	.103	.117	.124	.117	.109	.105
22	97.9	.156	.171	.183	.174	.164	.158
24	106.8	.227	.244	.260	.252	.239	.231
26	115.7	.322	.340	.360	.353	.338	.329
28	124.6	.447	.465	.487	.481	.466	.455
30	133.5	.607	.623	.646	.643	.627	.617
32	142.4	.810	.823	.843	.842	.829	.819
34	151.3	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	178.0	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	186.9	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	195.8	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	204.7	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	213.6	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83
50	222.5	6.15	5.99	5.64	5.44	5.56	5.77
52	231.4	7.37	7.16	6.71	6.43	6.56	6.83
54	240.3	8.77	8.51	7.93	7.55	7.69	8.03
56	249.2	10.4	10.1	9.3	8.8	9.0	9.4
58	258.1	12.2	11.8	10.9	10.3	10.4	10.9
60	267.0	14.3	13.8	12.7	11.9	12.0	12.6
62	275.9	16.6	16.0	14.7	13.7	13.8	14.5
64	284.7	19.3	18.6	17.0	15.8	15.8	16.6
66	293.6	22.2	21.4	19.6	18.0	18.0	18.9
68	302.5	25.5	24.6	22.4	20.6	20.5	21.5
70	311.4	29.2	28.1	25.6	23.4	23.2	24.3
72	320.3	33.3	32.0	29.1	26.5	26.2	27.4
74	329.2	37.8	36.4	33.0	30.0	29.4	30.8
76	338.1	42.8	41.2	37.3	33.8	33.1	34.5
78	347.0	48.4	46.5	42.0	38.0	37.0	38.6
80	355.9	54.4	52.3	47.2	42.5	41.3	43.0
82	364.8	61.1	58.7	52.9	47.6	46.0	47.8
84	373.7	68.4	65.7	59.2	53.0	51.2	53.0
86	382.6	76.3	73.3	66.0	59.0	56.8	58.6
88	391.5	85.0	81.6	73.4	65.5	62.8	64.7
90	400.4	94.4	90.6	81.5	72.6	69.4	71.3

Tabla 3.3. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem,  $p_t=2,0$

Carga p/eje		SN      pulg      (mm)					
(kips)	(kN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
6	26.7	.0004	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003
8	35.6	.0009	.0010	.0009	.0008	.0007	.0007
10	44.5	.002	.002	.002	.002	.002	.001
12	53.4	.004	.004	.004	.003	.003	.003
14	62.3	.006	.007	.007	.006	.006	.005
16	71.2	.010	.012	.012	.010	.009	.009
18	80.0	.016	.019	.019	.017	.015	.015
20	89.0	.024	.029	.029	.026	.024	.023
22	97.9	.034	.042	.042	.038	.035	.034
24	106.8	.049	.058	.060	.055	.051	.048
26	115.7	.068	.080	.083	.077	.071	.068
28	124.6	.093	.107	.113	.105	.098	.094
30	133.5	.125	.140	.149	.140	.131	.126
32	142.4	.164	.182	.194	.184	.173	.167
34	151.3	.213	.233	.248	.238	.225	.217
36	160.0	.273	.294	.313	.303	.288	.279
38	169.1	.346	.368	.390	.381	.364	.353
40	178.0	.434	.456	.481	.473	.454	.443
42	186.9	.538	.560	.587	.580	.561	.548
44	195.8	.662	.682	.710	.705	.686	.673
46	204.7	.807	.825	.852	.849	.831	.818
48	213.6	.976	.992	1.015	1.014	.999	.987
50	222.5	1.17	1.18	1.20	1.20	1.19	1.18
52	231.4	1.40	1.40	1.42	1.42	1.41	1.40
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.95	1.93	1.93	1.94	1.94
58	258.1	2.29	2.27	2.24	2.23	2.25	2.27
60	267.0	2.67	2.64	2.59	2.57	2.60	2.63
62	275.9	3.10	3.06	2.98	2.95	2.99	3.04
64	284.7	3.59	3.53	3.41	3.37	3.42	3.49
66	293.6	4.13	4.05	3.89	3.83	3.90	3.99
68	302.5	4.73	4.63	4.43	4.34	4.42	4.54
70	311.4	5.40	5.28	5.03	4.90	5.00	5.15
72	320.3	6.15	6.00	5.68	5.52	5.63	5.82
74	329.2	6.97	6.79	6.41	6.20	6.33	6.56
76	338.1	7.88	7.67	7.21	6.94	7.08	7.36
78	347.0	8.88	8.63	8.09	7.75	7.90	8.23
80	355.9	9.98	9.69	9.05	8.63	8.79	9.18
82	364.8	11.2	10.8	10.1	9.6	9.8	10.2
84	373.7	12.5	12.1	11.2	10.6	10.8	11.3
86	382.6	13.9	13.5	12.5	11.8	11.9	12.5
88	391.5	15.5	15.0	13.8	13.0	13.2	13.8
90	400.4	17.2	16.6	15.3	14.3	14.5	15.2

Tabla 3.4. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples,  $p_t=2,5$

Carga /eje		SN            pulg            (mm)					
(kips)	(kN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004	.0004
4	17.8	.003	.004	.004	.003	.002	.002
6	26.7	.011	.017	.017	.013	.010	.009
8	35.6	.032	.047	.051	.041	.034	.031
10	44.5	.078	.102	.118	.102	.088	.080
12	53.4	.168	.198	.229	.213	.189	.176
14	62.3	.328	.358	.399	.388	.360	.342
16	71.2	.591	.613	.646	.645	.623	.606
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	97.9	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	106.8	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	115.7	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	124.6	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	133.5	10.3	9.5	7.9	6.8	7.0	7.8
32	142.4	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	151.3	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	160.0	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	169.1	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19.0
40	178.0	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	186.9	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	195.8	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	204.7	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	213.6	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	222.5	112.	102.	79.	60.	53.	55.

Tabla 3.5. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $p_t=2,5$

Carga p/eje		SN					
(kips)	(kN)	pulg		(mm)			
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0005	.0005	.0004	.0003	.0003	.0002
6	26.7	.002	.002	.002	.001	.001	.001
8	35.6	.004	.006	.005	.004	.003	.003
10	44.5	.008	.013	.011	.009	.007	.006
12	53.4	.015	.024	.023	.018	.014	.013
14	62.3	.026	.041	.042	.033	.027	.024
16	71.2	.044	.065	.070	.057	.047	.043
18	80.0	.070	.097	.109	.092	.077	.070
20	89.0	.107	.141	.162	.141	.121	.110
22	97.9	.160	.198	.229	.207	.180	.166
24	106.8	.231	.273	.315	.292	.260	.242
26	115.7	.327	.370	.420	.401	.364	.342
28	124.6	.451	.493	.548	.534	.495	.470
30	133.5	.611	.648	.703	.695	.658	.633
32	142.4	.813	.843	.889	.887	.857	.834
34	151.3	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	178.0	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	186.9	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	195.8	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	204.7	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	213.6	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49
50	222.5	6.12	5.76	5.03	4.64	4.86	5.28
52	231.4	7.33	6.87	5.93	5.38	5.63	6.17
54	240.3	8.72	8.14	6.95	6.22	6.47	7.15
56	249.2	10.3	9.6	8.1	7.2	7.4	8.2
58	258.1	12.1	11.3	9.4	8.2	8.4	9.4
60	267.0	14.2	13.1	10.9	9.4	9.6	10.7
62	275.9	16.5	15.3	12.6	10.7	10.8	12.1
64	284.7	19.1	17.6	14.5	12.2	12.2	13.7
66	293.6	22.1	20.3	16.6	13.8	13.7	15.4
68	302.5	25.3	23.3	18.9	15.6	15.4	17.2
70	311.4	29.0	26.6	21.5	17.6	17.2	19.2
72	320.3	33.0	30.3	24.4	19.8	19.2	21.3
74	329.2	37.5	34.4	27.6	22.2	21.6	23.6
76	338.1	42.5	38.9	31.1	24.8	23.7	26.1
78	347.0	48.0	43.9	35.0	27.8	26.2	28.8
80	355.9	54.0	49.4	39.2	30.9	29.0	31.7
82	364.8	60.6	55.4	43.9	34.4	32.0	34.8
84	373.7	67.8	61.9	49.0	38.2	35.3	38.1
86	382.6	75.7	69.1	54.5	42.3	38.8	41.7
88	391.5	84.3	76.9	60.6	46.8	42.6	45.6
90	400.4	93.7	85.4	67.1	51.7	46.8	49.7

Tabla 3.6. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes trídrem,  $p_t=2,5$

Carga (kips)	p/eje (kN)	SN pulg (mm)					
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0002	.0002	.0002	.0001	.0001	.0001
6	26.7	.0006	.0007	.0005	.0004	.0003	.0003
8	35.6	.001	.002	.001	.001	.001	.001
10	44.5	.003	.004	.003	.002	.002	.002
12	53.4	.005	.007	.006	.004	.003	.003
14	62.3	.008	.012	.010	.008	.006	.006
16	71.2	.012	.019	.018	.013	.011	.010
18	80.0	.018	.029	.028	.021	.017	.016
20	89.0	.027	.042	.042	.032	.027	.024
22	97.9	.038	.058	.060	.048	.040	.036
24	106.8	.053	.078	.084	.068	.057	.051
26	115.7	.072	.103	.114	.095	.080	.072
28	124.6	.098	.133	.151	.128	.109	.099
30	133.5	.129	.169	.195	.170	.145	.133
32	142.4	.169	.223	.247	.220	.191	.175
34	151.3	.219	.266	.308	.281	.246	.228
36	160.0	.279	.329	.379	.352	.313	.292
38	169.1	.352	.403	.461	.436	.393	.368
40	178.0	.439	.491	.554	.533	.487	.459
42	186.9	.543	.594	.661	.644	.597	.567
44	195.8	.666	.714	.781	.769	.723	.692
46	204.7	.811	.854	.918	.911	.868	.838
48	213.6	.979	1.015	1.072	1.069	1.033	1.005
50	222.5	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	231.4	1.40	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.93	1.90	1.90	1.91	1.93
58	258.1	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	267.0	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	275.9	3.09	3.00	2.82	2.76	2.85	2.95
64	284.7	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	293.6	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	302.5	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	311.4	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.84
72	320.3	6.12	5.79	5.13	4.80	5.03	5.41
74	329.2	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	338.1	7.84	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	347.0	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	355.9	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	364.8	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	373.7	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	382.6	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	391.5	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	400.4	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9



Tabla 3.7. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples,  $p_t=3,0$

Carga p/eje		SN                      pulg                      (mm)					
(kips)	(kN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0008	.0009	.0006	.0003	.0002	.0002
4	17.8	.004	.008	.006	.004	.002	.002
6	26.7	.014	.030	.028	.018	.012	.010
8	35.6	.035	.070	.080	.055	.040	.034
10	44.5	.082	.132	.168	.132	.101	.086
12	53.4	.173	.231	.296	.260	.212	.187
14	62.3	.332	.388	.468	.447	.391	.358
16	71.2	.594	.633	.695	.693	.651	.622
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.60	1.53	1.41	1.38	1.44	1.51
22	97.9	2.47	2.29	1.96	1.83	1.97	2.16
24	106.8	3.67	3.33	2.69	2.39	2.60	2.96
26	115.7	5.29	4.72	3.65	3.08	3.33	3.91
28	124.6	7.43	6.56	4.88	3.93	4.17	5.00
30	133.5	10.2	8.9	6.5	5.0	5.1	6.3
32	142.4	13.8	12.0	8.4	6.2	6.3	7.7
34	151.3	18.2	15.7	10.9	7.8	7.6	9.3
36	160.0	23.8	20.4	14.0	9.7	9.1	11.0
38	169.1	30.6	26.2	17.7	11.9	11.0	13.0
40	178.0	38.8	33.2	22.2	14.6	13.1	15.3
42	186.9	48.8	41.6	27.6	17.8	15.5	17.8
44	195.8	60.6	51.6	34.0	21.6	18.4	20.6
46	204.7	74.7	63.4	41.5	26.1	21.6	23.8
48	213.6	91.2	77.3	50.3	31.3	25.4	27.4
50	222.5	110.	94.	61.	37.	30.	32.

Tabla 3.8. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem,  $p_t=3,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	SN pulg (mm)					
		1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0002	.0002	.0001	.0001	.0000	.0000
4	17.8	.001	.001	.001	.000	.000	.000
6	26.7	.003	.004	.003	.002	.001	.001
8	35.6	.006	.011	.009	.005	.003	.003
10	44.5	.011	.024	.020	.012	.008	.007
12	53.4	.019	.042	.039	.024	.017	.014
14	62.3	.031	.066	.068	.045	.032	.026
16	71.2	.049	.096	.109	.076	.055	.046
18	80.0	.075	.134	.164	.121	.090	.076
20	89.0	.113	.181	.232	.182	.139	.119
22	97.9	.166	.241	.313	.260	.205	.178
24	106.8	.238	.317	.407	.358	.292	.257
26	115.7	.333	.413	.517	.476	.402	.360
28	124.6	.457	.534	.643	.614	.538	.492
30	133.5	.616	.684	.788	.773	.702	.656
32	142.4	.817	.870	.956	.953	.896	.855
34	151.3	1.07	1.10	1.15	1.15	1.12	1.09
36	160.0	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	169.1	1.75	1.71	1.64	1.62	1.66	1.70
40	178.0	2.21	2.11	1.94	1.89	1.98	2.08
42	186.9	2.75	2.59	2.29	2.19	2.33	2.50
44	195.8	3.39	3.15	2.70	2.52	2.71	2.97
46	204.7	4.15	3.81	3.16	2.89	3.13	3.50
48	213.6	5.04	4.58	3.70	3.29	3.57	4.07
50	222.5	6.08	5.47	4.31	3.74	4.05	4.70
52	231.4	7.27	6.49	5.01	4.24	4.57	5.37
54	240.3	8.65	7.67	5.81	4.79	5.13	6.10
56	249.2	10.2	9.0	6.7	5.4	5.7	6.9
58	258.1	12.0	10.6	7.7	6.1	6.4	7.7
60	267.0	14.1	12.3	8.9	6.8	7.1	8.6
62	275.9	16.3	14.3	10.2	7.7	7.8	9.5
64	284.7	18.9	16.4	11.6	8.6	8.6	10.5
66	293.6	21.8	18.9	13.2	9.6	9.5	11.6
68	302.5	25.1	21.7	15.0	10.7	10.5	12.7
70	311.4	28.7	24.7	17.0	12.0	11.5	13.9
72	320.3	32.7	28.1	19.2	13.3	12.6	15.2
74	329.2	37.2	31.9	21.6	14.8	13.8	16.5
76	338.1	42.1	36.0	24.3	16.4	15.1	17.9
78	347.0	47.5	40.6	27.3	18.2	16.5	19.4
80	355.9	53.4	45.7	30.5	20.1	18.0	21.0
82	364.8	60.0	51.2	34.0	22.2	19.6	22.7
84	373.7	67.1	57.2	37.9	24.6	21.3	24.5
86	382.6	74.9	63.8	42.1	27.1	23.2	26.4
88	391.5	83.4	71.0	46.7	29.8	25.2	28.4
90	400.4	92.7	78.8	51.7	32.7	27.4	30.5

Tabla 3.9. Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tridem,  $p_t=3,0$

Carga p/eje		SN      pulg      (mm)					
(kips)	(kN)	1.0 (25.4)	2.0 (50.8)	3.0 (76.2)	4.0 (101.6)	5.0 (127.0)	6.0 (152.4)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0000	.0000	.0000
4	17.8	.0005	.0004	.0003	.0002	.0001	.0001
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.004	.002	.001	.001	.001
10	44.5	.005	.008	.005	.003	.002	.002
12	53.4	.007	.014	.010	.006	.004	.003
14	62.3	.011	.023	.018	.011	.007	.006
16	71.2	.016	.035	.030	.018	.013	.010
18	80.0	.022	.050	.047	.029	.020	.017
20	89.0	.031	.069	.069	.044	.031	.026
22	97.9	.043	.090	.097	.065	.046	.039
24	106.8	.059	.116	.132	.092	.066	.056
26	115.7	.079	.145	.174	.126	.092	.078
28	124.6	.104	.179	.223	.168	.126	.107
30	133.5	.136	.218	.279	.219	.167	.143
32	142.4	.176	.265	.342	.279	.218	.188
34	151.3	.226	.319	.413	.350	.279	.243
36	160.0	.286	.382	.491	.432	.352	.310
38	169.1	.359	.456	.577	.524	.437	.389
40	178.0	.447	.543	.671	.626	.536	.483
42	186.9	.550	.643	.775	.740	.649	.593
44	195.8	.673	.760	.889	.865	.777	.720
46	204.7	.817	.894	1.014	1.001	.920	.865
48	213.6	.984	1.048	1.152	1.148	1.080	1.030
50	222.5	1.18	1.23	1.30	1.31	1.26	1.22
52	231.4	1.40	1.43	1.47	1.48	1.45	1.43
54	240.3	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	249.2	1.95	1.92	1.86	1.85	1.88	1.91
58	258.1	2.28	2.21	2.09	2.06	2.13	2.20
60	267.0	2.66	2.54	2.34	2.28	2.39	2.50
62	275.9	3.08	2.92	2.61	2.52	2.66	2.84
64	284.7	3.56	3.33	2.92	2.77	2.96	3.19
66	293.6	4.09	3.79	3.25	3.04	3.27	3.58
68	302.5	4.68	4.31	3.62	3.33	3.60	4.00
70	311.4	5.34	4.88	4.02	3.64	3.94	4.44
72	320.3	6.08	5.51	4.46	3.97	4.31	4.91
74	329.2	6.89	6.21	4.94	4.32	4.69	5.40
76	338.1	7.78	6.98	5.47	4.70	5.09	5.93
78	347.0	8.76	7.83	6.04	5.11	5.51	6.48
80	355.9	9.84	8.75	6.67	5.54	5.96	7.06
82	364.8	11.0	9.8	7.4	6.0	6.4	7.7
84	373.7	12.3	10.9	8.1	6.5	6.9	8.3
86	382.6	13.7	12.1	8.9	7.0	7.4	9.0
88	391.5	15.3	13.4	9.8	7.6	8.0	9.6
90	400.4	16.9	14.8	10.7	8.2	8.5	10.4

Tabla 3.10. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples,  $p_t=2,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D      pulg      (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.087	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.186	.180	.176	.175	.174	.174	.173	.173	.173
14	62.3	.353	.346	.341	.338	.337	.336	.336	.336	.336
16	71.2	.614	.609	.604	.601	.599	.599	.598	.598	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41	2.42
24	106.8	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.54	3.55	3.55
26	115.7	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.04	5.06	5.06
28	124.6	6.58	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	7.00	7.02	7.04
30	133.5	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.48	9.54	9.56
32	142.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.2	12.4	12.6	12.7	12.7
34	151.3	15.5	15.0	14.9	15.3	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7
36	160.0	20.1	19.3	19.2	19.5	20.1	20.7	21.1	21.4	21.5
38	169.1	25.6	24.5	24.3	24.6	25.4	26.1	26.7	27.1	27.4
40	178.0	32.2	30.8	30.4	30.7	31.6	32.6	33.4	34.0	34.4
42	186.9	40.1	38.4	37.7	38.0	38.9	40.1	41.3	42.1	42.7
44	195.8	49.4	47.3	46.4	46.6	47.6	49.0	50.4	51.6	52.4
46	204.7	60.4	57.7	56.6	56.7	57.7	59.3	61.1	62.6	63.7
48	213.6	73.2	69.9	68.4	68.4	69.4	71.2	73.3	75.3	76.8
50	222.5	88.0	84.1	82.2	82.0	83.0	84.9	87.4	89.8	91.7

Tabla 3.11. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem,  $p_t=2,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.051	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.087	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080	.080
18	80.0	.141	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.216	.210	.206	.204	.203	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.319	.313	.307	.305	.304	.303	.303	.303	.303
24	106.8	.454	.449	.444	.441	.440	.439	.439	.439	.439
26	115.7	.629	.626	.622	.620	.618	.618	.618	.618	.618
28	124.6	.852	.851	.850	.850	.850	.849	.849	.849	.849
30	133.5	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.48	1.48	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.90	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.53	2.53	2.53
38	169.1	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20	3.21
40	178.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	4.00	4.01	4.01
42	186.9	4.67	4.59	4.66	4.78	4.87	4.93	4.95	4.97	4.97
44	195.8	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.07	6.09	6.10
46	204.7	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.37	7.41	7.43
48	213.6	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.88	8.93	8.96
50	222.5	10.00	9.69	9.72	9.98	10.27	10.49	10.62	10.69	10.73
52	231.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.1	12.4	12.6	12.7	12.8
54	240.3	14.0	13.5	13.5	13.8	14.2	14.6	14.9	15.0	15.1
56	249.2	16.5	15.9	15.8	16.1	16.6	17.1	17.4	17.6	17.7
58	258.1	19.3	18.5	18.4	18.7	19.3	19.8	20.3	20.5	20.7
60	267.0	22.4	21.5	21.3	21.6	22.3	22.9	23.5	23.8	24.0
62	275.9	25.9	24.9	24.6	24.9	25.6	26.4	27.0	27.5	27.7
64	284.7	29.9	28.6	28.2	28.5	29.3	30.2	31.0	31.6	31.9
66	293.6	34.3	32.8	32.3	32.6	33.4	34.4	35.4	36.1	36.5
68	302.5	39.2	37.5	36.8	37.1	37.9	39.1	40.2	41.1	41.6
70	311.4	44.6	42.7	41.9	42.1	42.9	44.2	45.5	46.6	47.3
72	320.3	50.6	48.4	47.5	47.6	48.5	49.9	51.4	52.6	53.5
74	329.2	57.3	54.7	53.6	53.6	54.6	56.1	57.7	59.2	60.3
76	338.1	64.6	61.7	60.4	60.3	61.2	62.8	64.7	66.4	67.7
78	347.0	72.5	69.3	67.8	67.7	68.6	70.2	72.3	74.3	75.8
80	355.9	81.3	77.6	75.9	75.7	76.6	78.3	80.6	82.8	84.7
82	364.8	90.9	86.7	84.7	84.4	85.3	87.1	89.6	92.1	94.2
84	373.7	101.	97.	94.	94.	95.	97.	99.	102.	105.
86	382.6	113.	107.	105.	104.	105.	107.	110.	113.	116.
88	391.5	125.	119.	116.	116.	116.	118.	121.	125.	128.
90	400.4	138.	132.	129.	128.	129.	131.	134.	137.	141.

Tabla 3.12. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídems,  $p_t=2,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D      pulg      (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.0010	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009
8	35.6	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.072	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.105	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.149	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138	.138
26	115.7	.205	.199	.195	.194	.193	.192	.192	.192	.192
28	124.6	.276	.270	.265	.263	.262	.262	.262	.262	.261
30	133.5	.364	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349	.349
32	142.4	.472	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458	.458
34	151.3	.603	.600	.596	.594	.593	.592	.592	.592	.592
36	160.0	.759	.758	.757	.756	.755	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.946	.947	.949	.950	.951	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19
42	186.9	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.73	1.73	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79	1.79
46	204.7	2.08	2.07	2.10	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16	2.17
48	213.6	2.48	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60	2.61
50	222.5	2.95	2.92	2.97	3.03	3.07	3.09	3.10	3.11	3.11
52	231.4	3.48	3.44	3.50	3.58	3.63	3.66	3.68	3.69	3.69
54	240.3	4.09	4.03	4.09	4.20	4.27	4.31	4.33	4.35	4.35
56	249.2	4.78	4.69	4.76	4.89	4.99	5.05	5.08	5.09	5.10
58	258.1	5.57	5.44	5.51	5.66	5.79	5.87	5.91	5.94	5.95
60	267.0	6.45	6.29	6.35	6.53	6.69	6.79	6.85	6.88	6.90
62	275.9	7.43	7.23	7.28	7.49	7.69	7.82	7.90	7.94	7.97
64	284.7	8.54	8.28	8.32	8.55	8.80	8.97	9.07	9.13	9.16
66	293.6	9.76	9.46	9.48	9.73	10.02	10.24	10.37	10.44	10.48
68	302.5	11.1	10.8	10.8	11.0	11.4	11.6	11.8	11.9	12.0
70	311.4	12.6	12.2	12.2	12.5	12.8	13.2	13.4	13.5	13.6
72	320.3	14.3	13.8	13.7	14.0	14.5	14.9	15.1	15.3	15.5
74	329.2	16.1	15.5	15.4	15.7	16.2	16.7	17.0	17.2	17.3
76	338.1	18.2	17.5	17.3	17.6	18.2	18.7	19.1	19.3	19.5
78	347.0	20.4	19.6	19.4	19.7	20.3	20.9	21.4	21.7	21.8
80	355.9	22.8	21.9	21.6	21.9	22.6	23.3	23.8	24.2	24.4
82	364.8	25.4	24.4	24.1	24.4	25.0	25.8	26.5	26.9	27.2
84	373.7	28.3	27.1	26.7	27.0	27.7	28.6	29.4	29.9	30.2
86	382.6	31.4	30.1	29.6	29.9	30.7	31.6	32.5	33.1	33.5
88	391.5	34.8	33.3	32.8	33.0	33.8	34.8	35.8	36.6	37.1
90	400.4	38.5	36.8	36.2	36.4	37.2	38.3	39.4	40.3	40.9

Tabla 3.13. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples,  $p_1=2,5$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.039	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.097	.089	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.203	.189	.181	.176	.175	.174	.174	.173	.173
14	62.3	.376	.360	.347	.341	.338	.337	.336	.336	.336
16	71.2	.634	.623	.610	.604	.601	.599	.599	.599	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
24	106.8	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
26	115.7	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
28	124.6	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
30	133.5	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
32	142.4	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
34	151.3	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
36	160.0	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
38	169.1	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
40	178.0	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
42	186.9	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
44	195.8	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
46	204.7	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
48	213.6	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
50	222.5	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1



Tabla 3.14. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem,  $p_t=2,5$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D      pulg      (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.007	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.015	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.031	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.057	.052	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.097	.089	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080
18	80.0	.155	.143	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.234	.220	.211	.206	.204	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.340	.325	.313	.308	.305	.304	.303	.303	.303
24	106.8	.475	.462	.450	.444	.441	.440	.439	.439	.439
26	115.7	.644	.637	.627	.622	.620	.619	.618	.618	.618
28	124.6	.855	.854	.852	.850	.850	.850	.849	.849	.849
30	133.5	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53
38	169.1	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
40	178.0	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
42	186.9	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
44	195.8	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
46	204.7	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
48	213.6	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
50	222.5	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
52	231.4	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7
54	240.3	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9
56	249.2	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5
58	258.1	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4
60	267.0	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6
62	275.9	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3
64	284.7	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3
66	293.6	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7
68	302.5	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5
70	311.4	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9
72	320.3	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7
74	329.2	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0
76	338.1	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8
78	347.0	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3
80	355.9	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2
82	364.8	82.0	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8
84	373.7	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1
86	382.6	102.	92.	87.	86.	87.	91.	96.	102.	108.
88	391.5	113.	102.	96.	95.	96.	100.	105.	112.	119.
90	400.4	125.	112.	106.	105.	106.	110.	115.	123.	130.

Tabla 3.15. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tridem,  $p_t=2.5$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.011	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.033	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.053	.048	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.080	.073	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.116	.107	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.163	.151	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138
26	115.7	.222	.209	.200	.195	.194	.193	.192	.192	.192
28	124.6	.295	.281	.271	.265	.263	.262	.262	.262	.262
30	133.5	.384	.371	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349
32	142.4	.490	.480	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458
34	151.3	.616	.609	.601	.596	.594	.593	.592	.592	.592
36	160.0	.765	.762	.759	.757	.756	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.939	.941	.946	.948	.950	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
46	204.7	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
48	213.6	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
50	222.5	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
52	231.4	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
54	240.3	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
56	249.2	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
58	258.1	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
60	267.0	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
62	275.9	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
64	284.7	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
66	293.6	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
68	302.5	10.1	9.4	9.4	9.9	10.6	11.2	11.5	11.7	11.9
70	311.4	11.5	10.6	10.6	11.1	11.9	12.6	13.0	13.3	13.5
72	320.3	13.0	12.0	11.8	12.4	13.3	14.1	14.7	15.0	15.2
74	329.2	14.6	13.5	13.2	13.8	14.8	15.8	16.5	16.9	17.1
76	338.1	16.5	15.1	14.8	15.4	16.5	17.6	18.4	18.9	19.2
78	347.0	18.5	16.9	16.5	17.1	18.2	19.5	20.5	21.1	21.5
80	355.9	20.6	18.8	18.3	18.9	20.2	21.6	22.7	23.5	24.0
82	364.8	23.0	21.0	20.3	20.9	22.2	23.8	25.2	26.1	26.7
84	373.7	25.6	23.3	22.5	23.1	24.5	26.2	27.8	28.9	29.6
86	382.6	28.4	25.8	24.9	25.4	26.9	28.8	30.5	31.9	32.8
88	391.5	31.5	28.6	27.5	27.9	29.4	31.5	33.5	35.1	36.1
90	400.4	34.8	31.5	30.3	30.7	32.2	34.4	36.7	38.5	39.8

Tabla 3.16. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples,  $p_t=3,0$

Carga p/eje		D      pulg      (mm)								
(kips)	(kN)	6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0003	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.014	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.045	.038	.034	.033	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.080	.080	.080
12	53.4	.228	.202	.186	.179	.176	.174	.174	.174	.173
14	62.3	.408	.378	.355	.344	.340	.337	.337	.336	.336
16	71.2	.660	.640	.619	.608	.603	.600	.599	.599	.599
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.46	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
22	97.9	2.07	2.06	2.18	2.29	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
24	106.8	2.90	2.81	3.00	3.23	3.38	3.47	3.51	3.53	3.54
26	115.7	4.00	3.77	4.01	4.40	4.70	4.87	4.96	5.01	5.04
28	124.6	5.43	4.99	5.23	5.80	6.31	6.65	6.83	6.93	6.98
30	133.5	7.27	6.53	6.72	7.46	8.25	8.83	9.17	9.36	9.46
32	142.4	9.59	8.47	8.53	9.42	10.54	11.44	12.03	12.37	12.56
34	151.3	12.5	10.9	10.7	11.7	13.2	14.5	15.5	16.0	16.4
36	160.0	16.0	13.8	13.4	14.4	16.2	18.1	19.5	20.4	21.0
38	169.1	20.4	17.4	16.7	17.7	19.8	22.2	24.2	25.6	26.4
40	178.0	25.6	21.8	20.6	21.5	23.8	26.8	29.5	31.5	32.9
42	186.9	31.8	26.9	25.3	26.0	28.5	32.0	35.5	38.4	40.3
44	195.8	39.2	33.1	30.8	31.3	33.9	37.9	42.3	46.1	48.8
46	204.7	47.8	40.3	37.2	37.5	40.1	44.5	49.8	54.7	58.5
48	213.6	57.9	48.6	44.8	44.7	47.3	52.1	58.2	64.3	69.4
50	222.5	69.6	58.4	53.6	53.1	55.6	60.6	67.6	75.0	81.4

Tabla 3.17. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem,  $p_1=3,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D      pulg      (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0007	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.008	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.018	.015	.013	.013	.013	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.036	.030	.027	.026	.026	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.066	.056	.050	.048	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.081	.080	.080
18	80.0	.174	.153	.140	.135	.132	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.260	.234	.217	.209	.205	.204	.203	.203	.203
22	97.9	.368	.341	.321	.311	.307	.305	.304	.303	.303
24	106.8	.502	.479	.458	.447	.443	.440	.440	.439	.439
26	115.7	.664	.651	.634	.625	.621	.619	.618	.618	.618
28	124.6	.859	.857	.853	.851	.850	.850	.850	.849	.849
30	133.5	1.09	1.10	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.38	1.38	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.72	1.71	1.80	1.88	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97
36	160.0	2.13	2.10	2.23	2.36	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52
38	169.1	2.62	2.54	2.71	2.92	3.06	3.13	3.17	3.19	3.20
40	178.0	3.21	3.05	3.26	3.55	3.76	3.89	3.95	3.98	4.00
42	186.9	3.90	3.65	3.87	4.26	4.58	4.77	4.87	4.92	4.95
44	195.8	4.72	4.35	4.57	5.06	5.50	5.78	5.94	6.02	6.06
46	204.7	5.68	5.16	5.36	5.95	6.54	6.94	7.17	7.29	7.36
48	213.6	6.80	6.10	6.25	6.93	7.69	8.24	8.57	8.76	8.86
50	222.5	8.09	7.17	7.26	8.03	8.96	9.70	10.17	10.43	10.58
52	231.4	9.57	8.41	8.40	9.24	10.36	11.32	11.96	12.33	12.54
54	240.3	11.3	9.8	9.7	10.6	11.9	13.1	14.0	14.5	14.8
56	249.2	13.2	11.4	11.2	12.1	13.6	15.1	16.2	16.9	17.3
58	258.1	15.4	13.2	12.8	13.7	15.4	17.2	18.6	19.5	20.1
60	267.0	17.9	15.3	14.7	15.6	17.4	19.5	21.3	22.5	23.2
62	275.9	20.6	17.6	16.8	17.6	19.6	22.0	24.1	25.7	26.6
64	284.7	23.7	20.2	19.1	19.9	22.0	24.7	27.3	29.2	30.4
66	293.6	27.2	23.1	21.7	22.4	24.6	27.6	30.6	33.0	34.6
68	302.5	31.1	26.3	24.6	25.2	27.4	30.8	34.3	37.1	39.2
70	311.4	35.4	29.8	27.8	28.2	30.6	34.2	38.2	41.6	44.1
72	320.3	40.1	33.8	31.3	31.6	34.0	37.9	42.3	46.4	49.4
74	329.2	45.3	38.1	35.2	35.4	37.7	41.8	46.8	51.5	55.2
76	338.1	51.1	42.9	39.5	39.5	41.8	46.1	51.5	56.9	61.3
78	347.0	57.4	48.2	44.3	44.0	46.3	50.7	56.6	62.7	67.9
80	355.9	64.3	53.9	49.4	48.9	51.1	55.8	62.1	68.9	74.9
82	364.8	71.8	60.2	55.1	54.3	56.5	61.2	67.9	75.5	82.4
84	373.7	80.0	67.0	61.2	60.2	62.2	67.0	74.2	82.4	90.3
86	382.6	89.0	74.5	67.9	66.5	68.5	73.4	80.8	89.8	98.7
88	391.5	98.7	82.5	75.2	73.5	75.3	80.2	88.0	97.7	107.5
90	400.4	109.	91.	83.	81.	83.	88.	96.	106.	117.

Tabla 3.18. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídrem,  $p_t=3,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D      pulg      (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.007	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.013	.011	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.023	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.039	.033	.030	.028	.028	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.061	.052	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043
20	89.0	.091	.078	.071	.068	.067	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.132	.114	.104	.100	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.183	.161	.148	.143	.140	.139	.139	.138	.138
26	115.7	.246	.221	.205	.198	.195	.193	.193	.192	.192
28	124.6	.322	.296	.277	.268	.265	.263	.262	.262	.262
30	133.5	.411	.387	.367	.357	.353	.351	.350	.349	.349
32	142.4	.515	.495	.476	.466	.462	.460	.459	.458	.458
34	151.3	.634	.622	.607	.599	.595	.594	.593	.592	.592
36	160.0	.772	.768	.762	.758	.756	.756	.755	.755	.755
38	169.1	.930	.934	.942	.947	.949	.950	.951	.951	.951
40	178.0	1.11	1.12	1.15	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.3	1.33	1.38	1.42	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.56	1.56	1.64	1.71	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78
46	204.7	1.84	1.83	1.94	2.04	2.10	2.14	2.15	2.16	2.16
48	213.6	2.16	2.12	2.26	2.41	2.51	2.56	2.58	2.59	2.60
50	222.5	2.53	2.45	2.61	2.82	2.96	3.03	3.07	3.09	3.10
52	231.4	2.95	2.82	3.01	3.27	3.47	3.58	3.63	3.66	3.68
54	240.3	3.43	3.23	3.43	3.77	4.03	4.18	4.27	4.31	4.33
56	249.2	3.98	3.70	3.90	4.31	4.65	4.86	4.98	5.04	5.07
58	258.1	4.59	4.22	4.42	4.90	5.34	5.62	5.78	5.86	5.90
60	267.0	5.28	4.80	4.99	5.54	6.08	6.45	6.66	6.78	6.84
62	275.9	6.06	5.45	5.61	6.23	6.89	7.36	7.64	7.80	7.88
64	284.7	6.92	6.18	6.29	6.98	7.76	8.36	8.72	8.93	9.04
66	293.6	7.89	6.98	7.05	7.78	8.70	9.44	9.91	10.18	10.33
68	302.5	8.96	7.88	7.87	8.66	9.71	10.61	11.20	11.55	11.75
70	311.4	10.2	8.9	8.8	9.6	10.8	11.9	12.6	13.1	13.3
72	320.3	11.5	10.0	9.8	10.6	12.0	13.2	14.1	14.7	15.0
74	329.2	12.9	11.2	10.9	11.7	13.2	14.7	15.8	16.5	16.9
76	338.1	14.5	12.5	12.1	12.9	14.5	16.2	17.5	18.4	18.9
78	347.0	16.2	13.9	13.4	14.2	15.9	17.8	19.4	20.5	21.1
80	355.9	18.2	15.5	14.8	15.6	17.4	19.6	21.4	22.7	23.5
82	364.8	20.2	17.2	16.4	17.2	19.1	21.4	23.5	25.1	26.1
84	373.7	22.5	19.1	18.1	18.8	20.8	23.4	25.8	27.6	28.8
86	382.6	25.0	21.2	19.9	20.6	22.6	25.5	28.2	30.4	31.8
88	391.5	27.6	23.4	21.9	22.5	24.6	27.7	30.7	33.2	35.0
90	400.4	30.5	25.8	24.1	24.6	26.8	30.0	33.4	36.3	38.3

### 3.2.2. Factor de camión

El LEF da una manera de expresar los niveles equivalentes de daño entre ejes, pero también es conveniente expresar el daño en términos del deterioro producido por un vehículo en particular, es decir los daños producidos por cada eje de un vehículo son sumados para dar el daño producido por ese vehículo. Así nace el concepto de factor de camión que es definido como el número de ESALs por vehículo. Este factor de camión puede ser computado para cada clasificación general de camiones o para todos los vehículos comerciales como un promedio para una dada configuración de tránsito. Es más exacto considerar factores de camión para cada clasificación general de camiones.

Veamos este ejemplo:

$p_t=2,5$  (serviciabilidad final)

Tipo de eje	Peso kN	Nº ejes	LEF	Nº de ESALs
Simple	80	500	1.00	500
Simple	98	300	2.09	627
Simple	116	200	3.91	782
Tándem	142	400	.887	355
Tándem	160	350	1.38	483
Tándem	178	200	2.03	406
Tándem	196	100	2.88	288
		2050 (1600 camiones)		3.441

$$\text{Factor de camión TF(truck factor)} = \frac{\text{Nº ESALs}}{\text{Nº camiones}} = \frac{3441}{1600} = 2,15$$

Este es un factor de camión promedio, pero es conveniente completar factores de camiones para cada tipo de camión para tener un cómputo más exacto.

Es necesario recalcar que el eje delantero no está incluido en los factores de equivalencia de carga. Sin embargo, estudios recientes han indicado que el daño debido al eje delantero es mínimo. Estudios realizados han demostrado que el eje delantero contribuye en un 2,1 % para el ahuellamiento, 0,125% para fisuración y 1,31% para serviciabilidad. Por lo tanto, la eliminación del eje delantero en el desarrollo de los LEFs no afecta la exactitud del cálculo.

### 3.2.3. Procedimiento simplificado

Sirve para hacer una rápida estimación del número de ESALs. Este procedimiento se llama simplificado porque usa un factor de camión promedio en lugar de factores de camión para cada tipo de camión. El resultado no es muy exacto.

La fórmula a usar es:



$$ESAL=ADT \times TKS \times GF \times DD \times LD \times TF \times 365 \quad (3.2)$$

ADT=tránsito diario inicial promedio (average daily traffic)

TKS=porcentaje de camiones pesados (clase 5 o más según FHWA)

GF= factor de crecimiento (growth factor) que tiene en cuenta el crecimiento en volumen de camiones y en factor de camiones. Esto se obtiene de tabla 3.19 entrando una tasa de crecimiento compuesta:

$$GF=[(1+g_{iv}) \times (1+g_{if})]-1 \quad (3.3)$$

donde:

$g_{iv}$ =crecimiento del volumen de tránsito

$g_{if}$ =crecimiento en el factor de camión

DD=factor de distribución direccional para camiones (en tanto por uno)

LD=factor de distribución por trocha para camiones (en tanto por uno)

TF=factor de camiones (ESALs/camiones)

Este cálculo puede hacerse en forma manual o usando el programa DARWin.

Tabla 3.19  
Factores de crecimiento de tránsito

Período de análisis (años)	Factor crec. *	Tasa de crec anual (%)						
		2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

\* Factor= $[(1+g)^n - 1]/g$  donde  $g$ =tasa/100 y no debe ser nula. Si ésta es nula, el factor es igual al período de análisis.



### 3.2.4.Procedimiento de cálculo riguroso

El método riguroso requiere el uso de los factores de camión para cada clase individual de camiones (Vehículos clase 5 o mayores según FHWA). Esto puede ser hecho usando tablas W-4 o pesos de vehículos y clasificación obtenidos por el método de pesado en movimiento o WIM (Weigh in motion).

En este caso el cálculo puede realizarse usando la siguiente planilla de tabla 3.20.

1-En este caso, la columna A es el volumen diario contado para cada vehículo tipo

2-La columna B tiene el factor de crecimiento para cada tipo de vehículo. El volumen de tránsito de la columna A multiplicado por el factor de crecimiento de la columna B nos da el tránsito de diseño que se pone en columna C. El factor de crecimiento depende de la tasa de crecimiento y del período de análisis y se obtiene de tabla 3.19. Cada tipo de vehículo puede tener una tasa de crecimiento distinta, dado que no tienen por qué crecer al mismo ritmo.

3-La columna C es igual al producto de la A por la B y por 365 días y nos da la cantidad acumulada de vehículos de cada tipo en el período de análisis.

4-La columna D es el factor de ESAL para cada tipo de camión, obtenida como  $N^{\circ} \text{ camiones} \times TF$ .

Tabla 3.20

Planilla para cálculo de ESALs

Ubicación:

Período de análisis:

años

SN o D:

Tipo de vehículo	Volumen diario	Factores de crecimiento	Tránsito de diseño	Factor de camión TF	Nº de ESALs p/diseño
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
Autos					
Pick ups					
Otros veh. 2 ejes y 4 ruedas					
Camiones (2 ejes y 6 ruedas)					
Camiones (3 o más ejes)					
Total					
Semirremolques (3 ejes)					
Semirremolques (4 ejes)					
Semirremolques (5 o más ejes)					
Total					
Camión c/acoplado (5 ejes)					
Camión c/acoplado (6 o más ejes)					
Total					
Total vehículos				ESALs diseño	

Para el cálculo del TF se deben analizar los distintos pesos de ejes para cada tipo de camión. Por ejemplo para un 1-1-3 (tabla 3.21):

Tabla 3.21

Carga			
Ejes simples	LEF	Nº ejes	Nº ESALs
$P_1$	$lef_1$	$n_1$	
$P_2$	$lef_2$	$n_2$	
$P_3$	$lef_{13}$	$n_3$	
.....	.....	.....	
$P_n$	$lef_n$	$n_n$	
Ejes trídem			
$P_1^T$	$lef_1^T$	$n_1^T$	
$P_2^T$	$lef_2^T$	$n_2^T$	
.....	.....	.....	
$P_n^T$	$lef_n^T$	$n_n^T$	

$$TF = \frac{\text{Nº ESALs totales}}{\text{Nº camiones}}$$

5-La columna E es el producto de la D por C y la suma de E es el número total de ESALs a usar para el diseño del pavimento, el cual debe afectarse por el factor de distribución direccional por trocha. Los vehículos clase 1 a 4 según FHWA pueden ser despreciados ya que su efecto es muy bajo.

Este cálculo puede hacerse a mano o con el programa DARWin.

### 3.2.5. Factores equivalentes de carga para ahuellamiento

Los factores equivalentes desarrollados por el Road Test de la AASHO tienen en cuenta la serviciabilidad, la cual está relacionada principalmente con la rugosidad. Sin embargo, no se puede asegurar que estos factores sean los mismos para otro tipo de deterioro. Carpenter (1992) usando datos del Road Test de la AASHO determinó factores equivalentes para ahuellamiento. Concluyó que para ejes simples, los LEFs de ahuellamiento son similares a los dados por AASHTO para pavimentos flexibles de gran espesor o rígidos muy delgados.

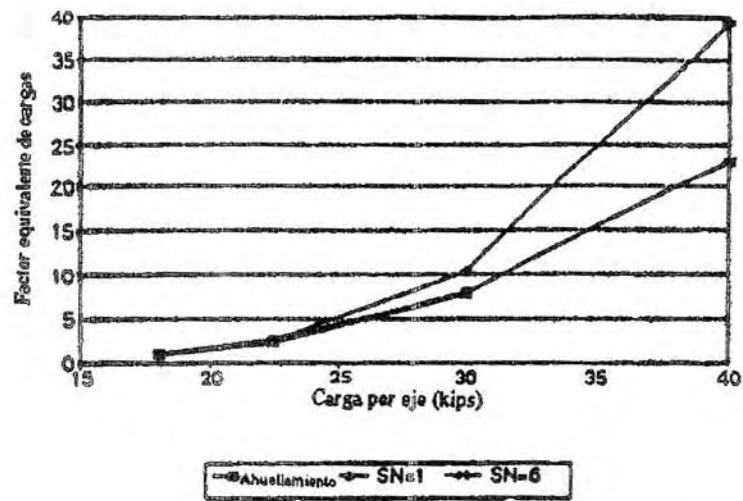


Fig. 3.1. LEFs para ejes simples, pavimentos flexibles (Carpenter, 1992)

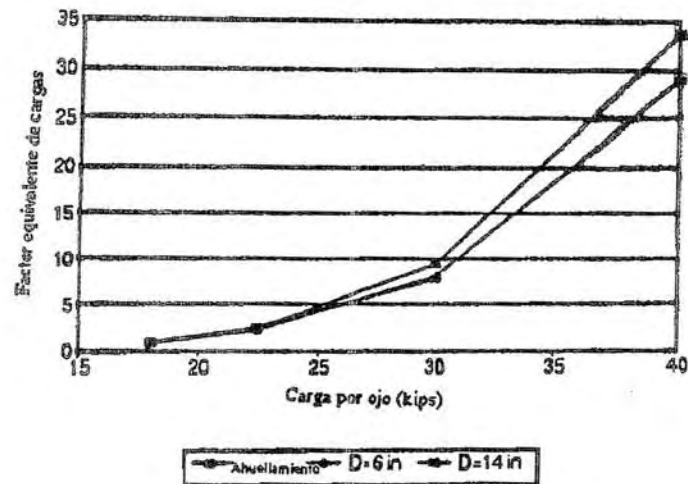


Fig. 3.2. LEFs para ejes simples, pavimentos rígidos (Carpenter, 1992)

Para ejes tandem, los LEFs para ahuellamiento siguen a los de los pavimentos rígidos de poco espesor, salvo para cargas muy pesadas. En el caso de pavimentos rígidos los LEFs subestiman severamente a los LEFs basados en el ahuellamiento.

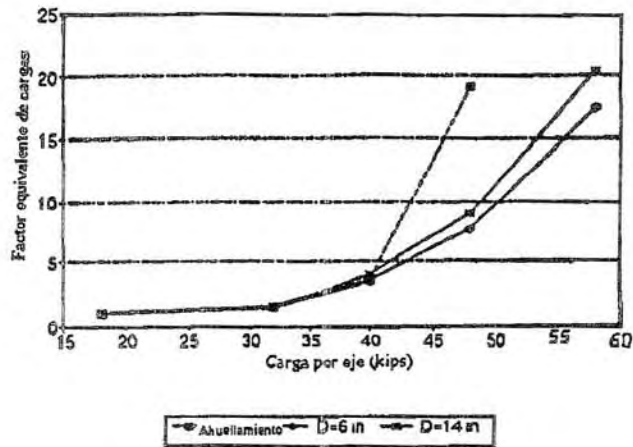


Fig. 3.3. LEFs para pavimentos rígidos, ejes tándem (Carpenter, 1992)

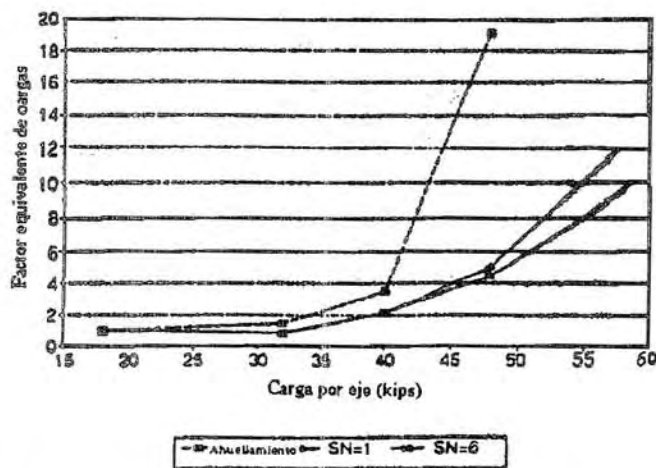


Fig. 3.4. LEFs para pavimentos rígidos, ejes tándem (Carpenter, 1992)

Carpenter dedujo ecuaciones para los LEFs para un ahuellamiento final determinado. Para ejes simples se tiene:

$$LEF = 1,83 \times 10^{-5} (RD)^{0,3854} (SW)^{3,89} \quad (3.4)$$

Para ejes tándem:

$$LEF = 1,113 \times 10^{-4} (RD)^{0,0279} (TW)^{2,778} \quad (3.6)$$

donde:

RD=ahuellamiento final (pulg)  
 SW=carga por eje simple (kips)  
 TW=carga por eje tándem (kips)

### **3.3.Análisis de tránsito**

#### **3.3.1.Volúmenes de tránsito**

En todo estudio de tránsito se deben coleccionar al menos dos datos: tránsito medio diario (ADT) y tránsito medio diario de camiones (ADTT). Estos pueden ser obtenidos a partir de censos de tránsito en el lugar de la futura construcción (si existe la ruta y va a ser pavimentada o repavimentada) o si es totalmente nueva mediante censos de tránsito en lugares próximos. Hay mapas de volúmenes de tránsito que muestran el número de vehículos diarios en determinados lugares, pero éste es menos exacto que hacer un censo en un lugar determinado. El tránsito puede cambiar según el día de la semana o en forma estacional y el proyectista debe tenerlo en cuenta.

También es necesario conocer las tasas de crecimiento de tránsito, como así también la distribución por dirección y si se trata de un camino multitrocha, la distribución por trocha.

#### **3.3.2.Volúmenes de camiones**

Es necesario conocer el porcentaje de camiones presentes en el volumen de tránsito a estudiar, como así también la clasificación de estos camiones. Diferentes tipos de camiones llevan distintas cargas y su número no debería ser combinado sin un buen ajuste. El uso del porcentaje de camiones para calcular el número de ESALs por camión debe ser hecho a partir de determinaciones precisas de los diferentes tipos de camiones en la corriente del tránsito.

La FHWA reconoce trece clases distintas de vehículos para el cálculo de los ESALs. Estos son:

- 1-Motocicletas
- 2-Automóviles
- 3-Otros vehículos de dos ejes y cuatro ruedas
- 4-Omnibus
- 5-Camiones simples, 2 ejes, 6 ruedas
- 6-Camiones simples, 3 ejes
- 7-Camiones simples, 4 o más ejes
- 8-Camiones semirremolques de 4 o menos ejes
- 9-Camiones semirremolques de 5 ejes
- 10 -Camiones semirremolque de 6 o más ejes
- 11-Camiones c/acoplado de 5 o menos ejes
- 12-Camiones c/acoplado de 6 ejes
- 13-Camiones c/acoplado de 7 o más ejes



### **3.3.3.Peso de camiones**

Así como la distribución del tipo de camiones es importante, lo es también la de los pesos. Esto es en función de las nuevas reglamentaciones en cuanto a cargas y a las variaciones en el esquema productivo de una zona o de todo el país en general. Los factores que se deben conocer en este rubro son: peso total del camión y distribución por ejes de este peso.

#### **3.3.3.1.Estaciones permanentes de control de cargas**

El conocimiento de los pesos de camiones y de las distribuciones de cargas por eje fue determinado en el pasado mediante las estaciones de control de cargas. Este método adolece de varias fallas. En primer lugar, el número de estaciones de control de cargas es limitado y a menos que la estación de control de cargas esté próxima al área del proyecto, es discutible su aplicación directa al diseño del pavimento. Por otro lado, no todas las estaciones operan en forma continua. Algunas están abiertas sólo determinados días de la semana o bien en horas diurnas y las variaciones en tránsito de camiones y de cargas que ocurren durante el día o la semana no pueden ser registradas. Por otro lado, muchos camiones sobrecargados eluden la estación por caminos laterales cuando ésta está en operación o bien pasan delante de la misma cuando ésta no trabaja. Todos estos factores hacen que los datos obtenidos de una estación de control de cargas sean poco confiables.

#### **3.3.3.2.Estaciones portátiles**

Son usadas por distintas reparticiones viales para obtener datos para un determinado proyecto. El hecho de que los datos sean obtenidos en el mismo camino o zona los hace más confiables, pero igual adolecen de los mismos problemas que las estaciones de control de cargas permanentes (trabajan determinados días a determinadas horas), aunque la elusión por parte de camiones sobrecargados es menor.

#### **3.3.3.3.Pesaje en movimiento**

Este tipo de pesaje (weigh in motion= WIM) es un avance importante en el monitoreo del tránsito. Consiste en dispositivos instalados en la calzada que registran las cargas dinámicas transmitidas por los vehículos mientras van transitando a velocidades normales. En general los dispositivos para pesaje en movimiento son portátiles, pero también los hay permanentes. Este método ofrece un alto grado de flexibilidad en recolección y procesamiento de datos gracias al uso de computadoras. Los dispositivos de medida son colocados en cada trocha para conocer la distribución de cargas por trocha. Las ventajas del WIM son:

- 1-Eliminación de demoras para los camiones, dado que éstos son pesados mientras transitan a velocidades normales.
- 2-Eliminación casi total de elusión del control por parte de los camiones sobrecargados.
- 3-Incremento de seguridad por eliminación de la necesidad de reducir la velocidad con la consecuente formación de colas.

- 4-Posibilidad de procesar un gran número de vehículos.
- 5-Reducción de costos.
- 6-Mejoramiento de la obtención de datos en cuanto a cantidad y calidad.

Los dispositivos para pesaje en movimiento son:

- 1-Dispositivos para pesaje en puentes. Un transductor de deformaciones es colocado en el apoyo de las vigas longitudinales de un puente. Estos transductores pueden ser permanentes o portátiles. En el caso de estos últimos, se montan en 30 minutos.
- 2-Paños capacitores (capacitance pads), en los cuales tres capas de acero separados por goma blanda hacen de sensores de peso. Estos paños capacitores son portátiles y se pueden instalar en media hora, aunque no deberían colocarse en pavimentos húmedos o mojados.
- 3-Células hidráulicas de carga, en las cuales dos plataformas rectangulares que contienen un pistón central lleno de aceite (elemento sensor) están permanentemente fijadas al pavimento. Este dispositivo se coloca en media hora.
- 4-Células de carga strain gage, en éstas se colocan strain gages de resistencia eléctrica montados en una placa de soporte. Este dispositivo puede ser permanente o portátil.
- 5-Placas de flexión con strain gages. En éstas una placa de acero con sensores de carga mide la deformación bajo carga. En general son permanentes.
- 6-Cables piezoeléctricos. Son cables de pequeño diámetro (3,2 mm) que generan pequeños campos eléctricos cuando son comprimidos. Esta tecnología es relativamente nueva en EEUU, pero parece ser prometedora.

Una de las cuestiones discutibles es la exactitud de los pesajes en movimiento. La diferencia entre el WIM y pesajes estáticos es del 8% para cargas por eje y del 6% para cargas totales de camión. Otro de los problemas es la interpretación de los resultados. En el WIM se mide la carga dinámica, la que debido a la suspensión del vehículo y rugosidad de la calzada es diferente de la carga estática. Los resultados son muy similares a los estáticos para calzadas muy lisas y camiones circulando a bajas velocidades.

#### **3.3.3.4. Componentes de un programa de monitoreo de tránsito**

Este programa debe contar de:

- 1-Volumen de camiones para cada tipo de camión.
- 2-Tasa de crecimiento para cada tipo de camión.
- 3-Factores de camión para cada tipo de camión y su tasa de crecimiento.
- 4-Factores de distribución por trocha para cada tipo de camión.
- 5-Porcentaje de ESALs que tienen lugar durante el deshielo de primavera.
- 6-Porcentaje esperado de camiones que circulen a una velocidad que produce creep en verano.

#### **3.3.3.5. Factor de distribución por dirección**

En general es 0,5, es decir que del total del flujo vehicular censado, la mitad va por cada dirección, pero en algunos casos puede ser mayor en una dirección que en otra, lo que debería deducirse del censo de tránsito.

Quizás es más importante la diferencia en peso entre los vehículos que van en una y otra dirección, como puede ser por la cercanía de una fábrica, por un puerto, etc.

### 3.3.3.6. Factor de distribución por trocha

La trocha de diseño es aquella que recibe el mayor número de ESALs. Para un camino de dos trochas, cualquiera puede ser la trocha de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza en esa trocha. En este caso  $LD=1$ . Para caminos multitrocha, la trocha de diseño es la más externa, dado que los camiones y, por lo tanto la mayor parte de los ESALs, usan esa trocha. En este caso  $LD$  puede variar entre 1 y 0,5 de acuerdo a esta tabla:

Tabla 3.22

Número de trochas en cada dirección	LD
1	1.00
2	0.80-1.00
3	0.60-0.80
4	0.50-.75

### 3.3.3.7. Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALs

Estos factores son:

1-Valor inicial de la serviciabilidad. Este parámetro tiene un impacto significativo en la elección de los LEFs para el cálculo de los ESALs. Análisis recientes indican que los factores equivalentes de carga están influenciados por la serviciabilidad en el momento de la aplicación de la carga. Los LEFs aumentan a medida que la serviciabilidad baja.

2-Valor final de la serviciabilidad. Este valor también influye en el valor del LEF. Esto resulta de la relación no lineal entre las cargas y el decremento de serviciabilidad. Por otro lado las fallas producen una disminución en la serviciabilidad relacionada de una manera logarítmica con el número de cargas.

3-Resistencia del pavimento. Si bien los LEFs varían de acuerdo al tipo de pavimento, esta diferencia no es grande y no se justifica hacer un cálculo iterativo en el cual el número estructural del pavimento converge al número estructural usado para el cálculo de los ESALs.

4-Composición del tránsito. El flujo vehicular está compuesto por vehículos de distinto tipo y pesos. Los vehículos livianos tienen una incidencia muy pequeña en el cálculo de los ESALs y pueden ser despreciados. Por el contrario, los vehículos pesados tienen una incidencia muy grande sobre los ESALs y cualquier variación en la cantidad de los mismos puede arrojar diferencias significativas en el valor final.

5-Peso y porcentaje de camiones. Ultimamente el número de camiones se está elevando proporcionalmente con respecto al de los automóviles y sus respectivas cargas también. Todo esto trae como consecuencia un fuerte incremento en el número de ESALs en los últimos años. Para obtener un buen resultado en el número de ESALs es necesario clasificar los camiones en sus distintas categorías, pesos y tasas de crecimiento por categoría.

6-Configuración de ejes. Un eje tandem de 160 kN no produce el mismo daño que dos ejes simples de 80 kN cada uno. En la medida en que aumenten las cargas se irán pensando nuevas configuraciones de ejes para mantener la carga por eje dentro de valores aceptables. Esta práctica, sin embargo, no va a garantizar una tasa similar de deterioro del pavimento. Para comparar distintas configuraciones de ejes, es necesario analizar su efecto sobre el pavimento, es decir tensiones y deformaciones inducidas, y no extrapolar valores de LEFs de las tablas de la AASHTO.

7-Presión de neumáticos. Los análisis de pavimentos fueron hechos considerando presiones de neumáticos entre 70 y 80 psi, sin embargo, medidas en Arizona e Illinois han dado valores comprendidos entre 90 y 130 psi. Un incremento en las presiones de neumático produce un incremento de tensiones en el pavimento creando diferentes tipos de falla que los previstos para la confección de los LEF de la AASHTO, aunque la rotura se limita a las capas más superficiales. En el Road Test de la AASHO la presión de neumáticos era de 85 psi y no era una variable. Para pavimentos de gran espesor, la presión no afecta el número de ESALs que el pavimento puede soportar.

## **CAPITULO 4**

### **Características de subrasantes**

#### **4.1.Introducción**

Subrasante es el suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural. En la década del 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad al hielo y drenaje.

Desde las postrimerías de la década del 50, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de la subrasante y se idearon ensayos para caracterizar mejor a estos suelos. Ensayos usando cargas estáticas o de baja velocidad de deformación tales como el CBR, compresión simple son reemplazados por ensayos dinámicos y de repetición de cargas tales como el ensayo del módulo resiliente, que representan mucho mejor lo que sucede bajo un pavimento en lo concerniente a tensiones y deformaciones.

Las propiedades de los suelos pueden dividirse en dos categorías:

- a)Propiedades físicas: son usadas para selección de materiales, especificaciones constructivas y control de calidad.
- b)Propiedades ingenieriles: dan una estimación de la calidad de los materiales para caminos. La calidad de los suelos para subrasantes se puede relacionar con el módulo resiliente, el módulo de Poisson, el valor soporte del suelo y el módulo de reacción de la subrasante.

#### **4.2.Propiedades físicas de los suelos para subrasante**

##### **4.2.1.Propiedades iniciales de los suelos**

Las propiedades de los suelos de subrasante es una de las variables de entrada más importantes en el diseño de un pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque cambien mediante tratamientos especiales tales como estabilización, compactación, etc. Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo muy amplio que abarque toda la traza del proyecto. Las probetas se llevan a laboratorio para ser ensayadas (granulometría, humedad, límites de Atterberg, contenido de humedad óptimo, CBR y clasificación). Todos estos datos se vuelcan en el perfil edafológico donde se indican los distintos tipos de suelo y su profundidad. También se confecciona una planilla. Esta planilla, junto con el perfil edafológico, constituyen una herramienta fundamental para el comienzo del proyecto.



#### 4.2.2. Clasificación de suelos

La clasificación de suelos es un indicador de las propiedades físicas de los suelos. La clasificación que mejor se adapta para reflejar las propiedades de un suelo como subrasante es la de la AASHTO. Sus variables de entrada son la granulometría y plasticidad.

En general un suelo, de acuerdo a su granulometría, se divide en:

- Grava: tamaño  $< 76,2\text{mm}$  (3") hasta tamiz N°10 (2mm)
- Arena gruesa: tamaño  $< 2\text{mm}$  hasta tamiz N°40 (0,425mm)
- Arena fina: tamaño  $< 0,425\text{mm}$  hasta tamiz N°200 (0,075mm)
- Limos y arcillas: tamaños menores de 0,075mm

Según AASHTO, un suelo fino tiene más del 35% que pasa el tamiz N°200 y se denominan A-4, A-5, A-6 o A-7.

Dos suelos finos con granulometría muy similar pueden tener propiedades muy diferentes según su plasticidad, la que se analiza sobre la fracción que pasa el tamiz N°40. Esta propiedad se analiza con los límites de Atterberg que son:

- Límite líquido  $\omega_L$  o LL: porcentaje de humedad máximo que puede tener un suelo para poder ser amasado.
- Límite plástico  $\omega_p$  o LP: porcentaje de humedad mínimo que puede tener un suelo para ser amasado.
- Límite de contracción  $\omega_s$  o LS: porcentaje de humedad por debajo del cual el suelo no pierde más volumen.

En ingeniería vial sólo interesan el LL y el LP, cuya diferencia es el índice plástico, que nos indica la plasticidad del material o sea el rango de humedades dentro del cual el suelo puede ser amasado.

Resumiendo, se puede decir que para suelos gruesos la propiedad más importante es la granulometría, mientras que para suelos finos es la plasticidad.

En la fig. 4.1 se ve la ubicación de los distintos suelos finos, de acuerdo al gráfico de plasticidades de la AASHTO.

#### 4.2.3. Relación entre humedad y densidad

La relación entre humedad y densidad para un suelo compactado juega un papel muy importante en las propiedades del mismo. Así se tienen los ensayos Proctor T-99 (standard) y T-180 (modificado) que permiten determinar la humedad óptima, es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. El valor de esta humedad óptima depende de la energía de compactación brindada al suelo, y en caso de incrementarse ésta, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor, corriéndose el pico de la curva hacia arriba y a la derecha (fig 4.2).



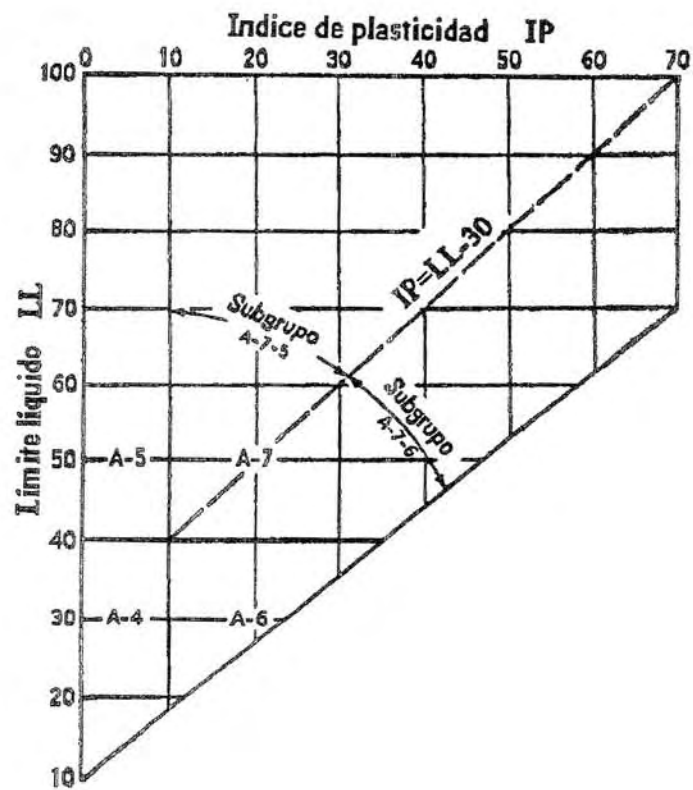


Fig. 4.1. Gráfico de plasticidades de la AASHTO

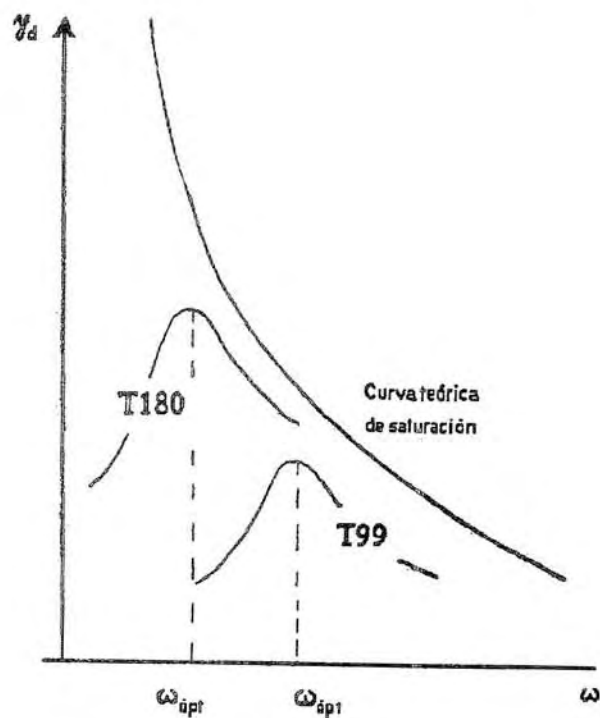


Fig. 4.2. Curvas de humedad-densidad de Proctor

### 4.3. Ensayos de resistencia para suelos de subrasante

Los ensayos destinados a medir la resistencia de un suelo frente a cargas dinámicas de tránsito son muy variados, siendo los más comunes:

- Relación de Valor Soporte California (CBR)
- Valor de resistencia de Hveem (Valor R)
- Ensayo de plato de carga (Valor k)
- Penetración dinámica con cono
- Módulo resiliente

#### 4.3.1. Valor Soporte California

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 3 pulg<sup>2</sup> de área de una probeta de 6 pulg (15 cm) de diámetro y 5 pulg (12,5 cm) de altura, con una velocidad de 1,27 mm/min (0,05 pulg/min). La fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Estas fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR es, por definición:

$$\text{CBR} = \frac{\text{carga que produce una penetración de 2,5 mm en el suelo}}{\text{carga que produce una penetración de 2,5 mm en la muestra patrón}} \quad (4.1)$$

y se mide en porcentaje, el cual es muy variable, 2 a 3% para arcillas plásticas a 70% o más para materiales granulares de buena calidad. En la fig. 4.3 se muestran curvas de penetración para distintos tipos de suelo.

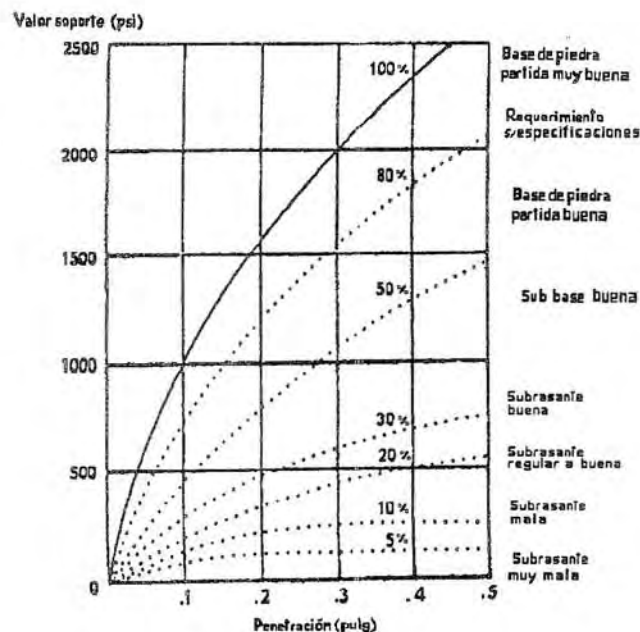


Fig. 4.3. Curvas de penetración "CBR" para distintos tipos de suelos

Los suelos finos son compactados a la humedad óptima antes de ser ensayados. Los suelos gruesos se compactan a diferentes contenidos de humedad por encima y por debajo del óptimo. Las muestras se sumergen en agua durante 96 horas antes del ensayo para simular las condiciones de saturación y tener así los CBR en las condiciones más críticas. Se agregan pesos a la superficie de la probeta para simular las sobrecargas debidas al peso del paquete estructural.

Dado que este ensayo es, por naturaleza arbitrario, tiene bastantes limitaciones, pero sus mayores ventajas son su simpleza y la gran cantidad de datos existentes y acumulados permiten una buena correlación.

Para diseño de pavimentos, la fig 4.4 provee una buena estimación del CBR.

El método "CBR" para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento para protegerlo de las solicitaciones de tránsito. En la fig. 4.5 se muestran las curvas de diseño del método CBR.

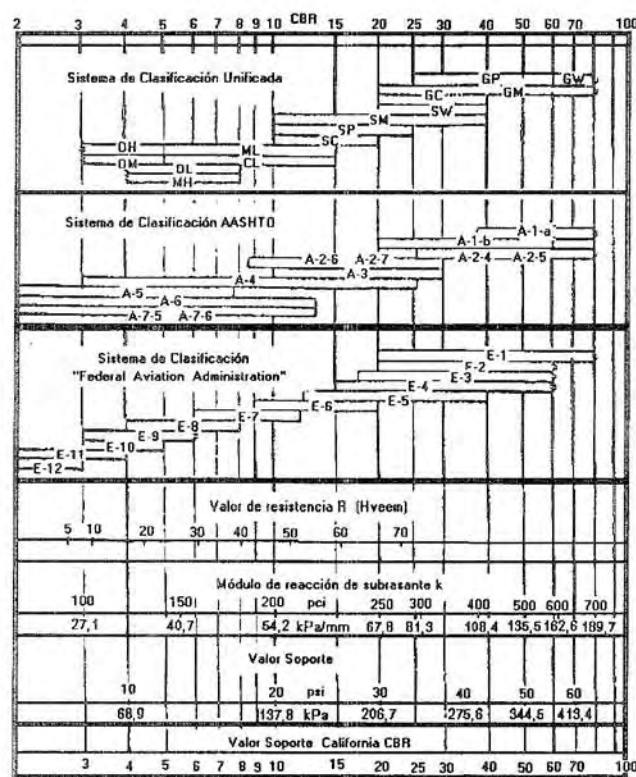


Fig. 4.4. Clasificación de suelos relacionada con parámetros de resistencia

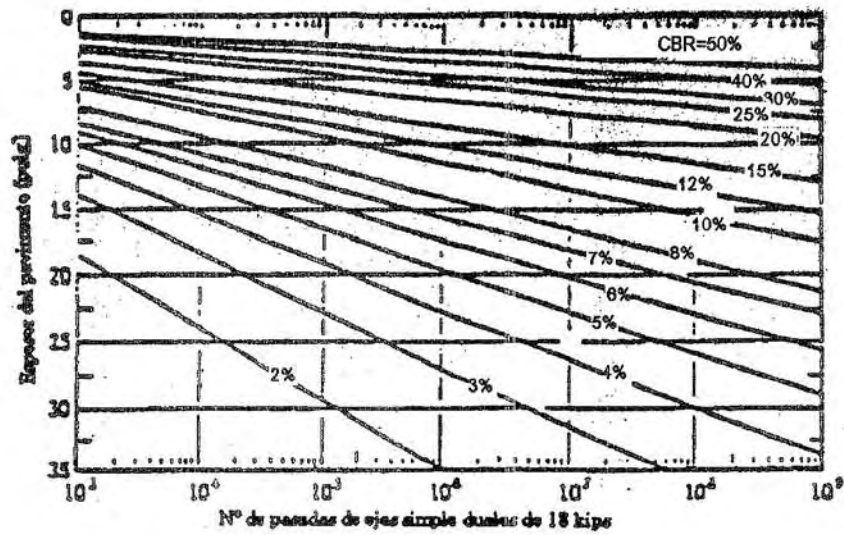


Fig. 4.5. Curvas de diseño CBR

#### 4.3.2. Valor de resistencia R de Hveem

El valor R de resistencia de Hveem se obtiene con un ensayo usando el estabilómetro como el indicado en fig 4.6.

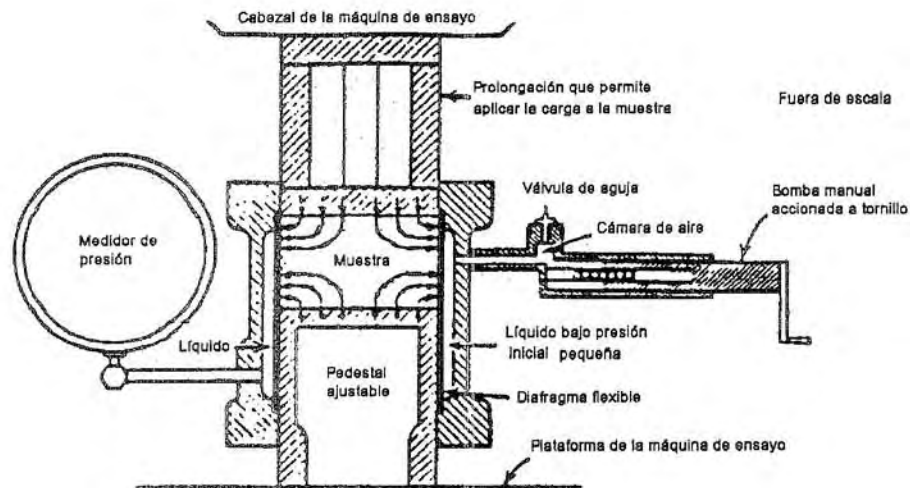


Fig. 4.6. Estabilómetro de Hveem

Se usa una probeta cilíndrica de 4" (10 cm) de diámetro y 2,5" (6,3 cm) de altura envuelta en una membrana y sometida a carga vertical sobre la sección completa de la probeta a una dada presión. Se mide la presión horizontal resultante, la que sirve para calcular el valor R:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2,5(p_v - 1) + 1}{D p_h}} \quad (4.2)$$

donde:

$p_v$  = presión vertical aplicada

$p_h$  = presión horizontal en el manómetro

D = desplazamiento horizontal de la muestra, registrado por el número de vueltas de la manivela para pasar de  $p_h$  a 7 Kg/cm<sup>2</sup> (689 kPa o 100 psi)

R se mide para  $p_v = 11,2$  Kg/cm<sup>2</sup> (1102 kPa o 160 psi)

En realidad este ensayo involucra dos ensayos separados:

- a) El espesor de recubrimiento requerido para resistir la expansión del suelo, determinado por el ensayo de presión de expansión.
- b) El ensayo del valor R evalúa la capacidad del suelo para resistir cargas.

Estos valores han sido correlacionados con el CBR y otras propiedades. En la fig. 4.4 aparecen valores de R para distintos suelos.

#### 4.3.3. Módulo de reacción de subrasante o coeficiente de balasto

Este valor se determina cargando un plato o placa de carga (fig. 4.7) y midiendo la presión necesaria para producir una dada deformación. k es el cociente de presión aplicada y deflexión del plato de carga.

$$k = p/\Delta \quad (4.3)$$

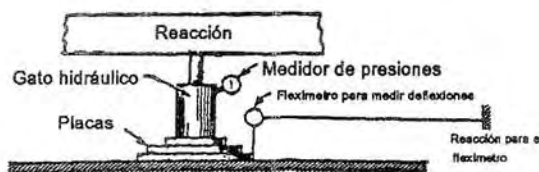


Fig. 4.7. Plato de carga

Este ensayo se hace en el campo y requiere un equipo costoso.

Dado que es un ensayo realizado in situ, no puede ser hecho a diferentes densidades y contenidos de humedad para considerar las distintas condiciones de servicio, por lo que se recomienda que el valor  $k$  de campo sea ajustado para considerar las condiciones más desfavorables de la subrasante. Este factor de corrección se obtiene como el cociente de la deformación a 10 psi (68,9 kPa o 0,7 Kg/cm<sup>2</sup>) de presión para un suelo no saturado y saturado.

$$k_{\text{corregido}} = \frac{d}{d_{\text{saturado}}} k_{s/\text{corregir}} \quad (4.4)$$

El valor de  $k$  depende del tamaño del plato de carga. Los de 92 cm (36") de diámetro se usan para pavimentos rígidos, mientras que para pavimentos flexibles se usan de 30,5 a 45,7 cm (12 a 18 pulg).

#### 4.3.4. Ensayo de compresión triaxial

Se hacen ensayos triaxiales no consolidados no drenados sobre muestras no saturadas. Las muestras de suelos se compactan estática o dinámicamente con una humedad próxima a la óptima. Las probetas son cilíndricas con tamaños variables entre 1,4" (3,5 cm) de diámetro por 2,8" (7 cm) de altura hasta 6" (15 cm) de diámetro por 12" (30 cm) de altura.

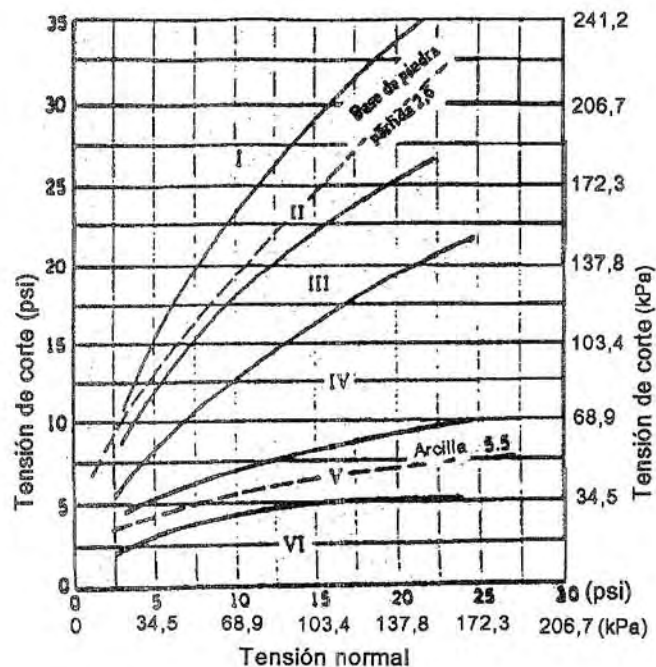


Fig. 4.8. Gráfico de clasificación basado en el ensayo triaxial de Texas

La presión de confinamiento es del orden de la que va a sufrir el suelo in situ y la carga se aplica a una tasa de deformación uniforme de 0,05"/min. Se trazan curvas  $\sigma$ - $\epsilon$  para distintas presiones de confinamiento que permiten determinar la carga de rotura y

representarlas luego en el conocido diagrama de Mohr para conocer la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Los diseños usando resultados del ensayo triaxial están basados en el principio de que materiales más débiles requieren espesores mayores para proteger la subrasante. En la fig. 4.8 aparece el gráfico de diseño triaxial de Texas con varias clases de materiales de acuerdo a su calidad.

#### 4.3.5. Ensayo de penetración dinámica con cono

El cono dinámico es un dispositivo para medir in situ la resistencia de los materiales de los pavimentos y de la subrasante. En la fig. 4.9 aparece el aparato.

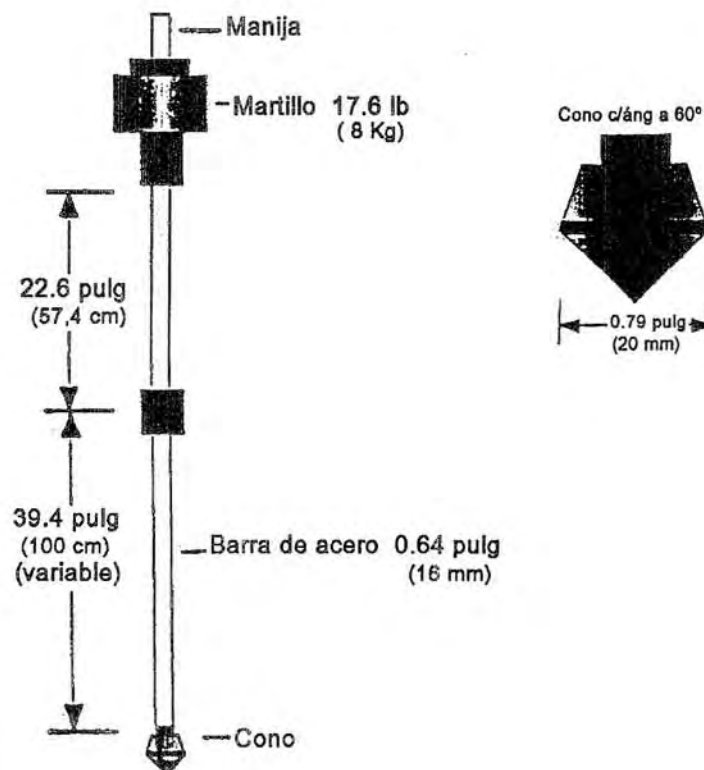


Fig. 4.9. Penetrómetro dinámico de cono

Este ensayo se ejecuta hincando el cono dentro del pavimento o subrasante levantando y dejando caer un martillo. Se registra la penetración para cada caída y se la denomina tasa de penetración (penetration rate = PR), en mm/golpe.

El CBR está relacionado con PR por:

*Características de subrasantes*



$$\text{CBR} = \frac{405,3}{\text{PR}^{1,259}} \quad \text{para conos a } 60^\circ \quad (4.5)$$

según Livneh y Harrison

$$\text{CBR} = 2,20 - 0,71 \log(\text{DCP})^{1,5} \quad \text{para conos a } 30^\circ \quad (4.6)$$

siendo:

PR=tasa de penetración en mm/golpe

DCP=tasa de penetración en pulg/golpe

#### 4.3.6. Ensayo de módulo resiliente

Este ensayo fue desarrollado a los efectos de estudiar una propiedad del material que describa mejor el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas de ruedas. Una rueda que se mueve imparte un pulso dinámico a todas las capas del pavimento y a la subrasante. Como respuesta a este pulso dinámico, cada capa de pavimento sufre una deflexión. El pulso de sollicitaciones varía desde un valor muy bajo hasta un máximo en un breve período, función de la velocidad del vehículo.

Este no es un ensayo a rotura y las muestras no fallan durante la ejecución del mismo. Las muestras son cilíndricas y se confinan en una cámara triaxial que permite una gran variedad de presiones de confinamiento a aplicar a la probeta. Mediante un dispositivo especial se pueden aplicar cargas pulsantes de distinta magnitud y duración. En el ensayo se registra la deformación sufrida por la probeta.

El ensayo sigue las normativas del AASHTO T294-92I y se divide en dos procedimientos: uno es para materiales Tipo 1, es decir materiales granulares no ligados y subrasantes con menos del 70% de PT N°10 y menos del 20% de PT N°200; y el otro es para materiales Tipo 2, o sea subrasantes que no cumplen los requerimientos para materiales Tipo 1 y aquí se incluyen los suelos A-4, A-5, A-6, A-7 y en algunos casos los A-1-b, A-2 y A-3.

##### 4.3.6.1. Datos a registrar

###### 4.3.6.1.1. Cargas

La carga aplicada a la probeta debe ser registrada para cada ensayo y se lo hace con una célula de carga electrónica. La presión de confinamiento puede ser registrada fácilmente con un medidor de presiones. Para suelos finos la variable que interesa es la tensión desviante  $\sigma_1 - \sigma_3$ , mientras que para suelos granulares interesa la tensión volumétrica  $\theta_3 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ .

###### 4.3.6.1.2. Deformación

Debido a las cargas dinámicas repetidas, la probeta sufre deformaciones verticales, cuya relación con la carga desviante está indicada en la fig. 4.10. Como puede verse, la deformación vertical consta de dos componentes, la permanente  $\epsilon_p$ , que no se

recupera cuando la carga es removida y la resiliente  $\epsilon_r$ , que es recuperable cuando cesa la carga.

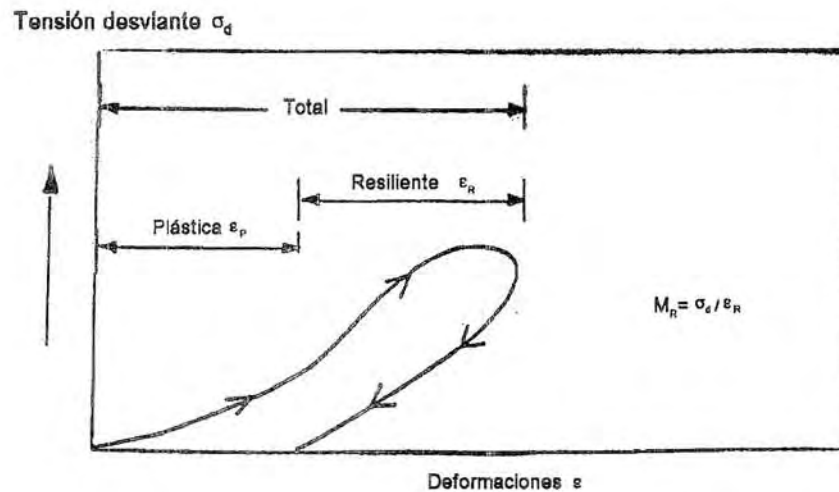


Fig. 4.10. Explicación de deformaciones permanentes y recuperables (resilientes)

#### 4.3.6.2. Equipo para hacer el ensayo

Para realizar este ensayo es necesario tener:

- Cámara triaxial
- Dispositivo para carga repetitiva
- Equipo para registrar cargas y deformaciones
- Equipo para preparación de las probetas

##### 4.3.6.2.1. Cámara triaxial

En la fig. 4.11 se representa la cámara triaxial necesaria para hacer este ensayo. Es similar a cualquier cámara triaxial, pero un poco más grande para acomodar el mecanismo interno de medida de cargas (célula de carga). La deformación de la probeta se mide externamente.

##### 4.3.6.2.2. Dispositivo de carga repetitiva

Es un sistema electrohidráulico que es capaz de proporcionar magnitudes variables de cargas repetidas para ciclos prefijados de cargas y períodos de reposo. En general la carga se aplica en 0,1 seg y hay un período de reposo de 1 seg.

#### 4.3.6.2.3. Equipo de medida de cargas y deformaciones

La carga se mide mediante una célula de carga eléctrica ubicada entre la cabeza de la muestra y el pistón de carga (ver fig. 4.11). La capacidad de esta célula varía entre 100 (0,4 kN) y 1400 lbs (6,2 kN). Las presiones de cámara se miden mediante manómetros, piezómetros o transductores de presión con una precisión de 0,1 psi (0,7 kPa o 0,007 Kg/cm<sup>2</sup>). La medición de la deformación de la probeta se realiza con dos transductores LVDT ubicados a cada lado de la probeta.

Para determinar el módulo resiliente es necesario registrar toda la deformación axial de la probeta a lo largo de todo el ensayo. Para procesar los datos es muy conveniente contar con una computadora tipo PC conectada con los dispositivos de medida.

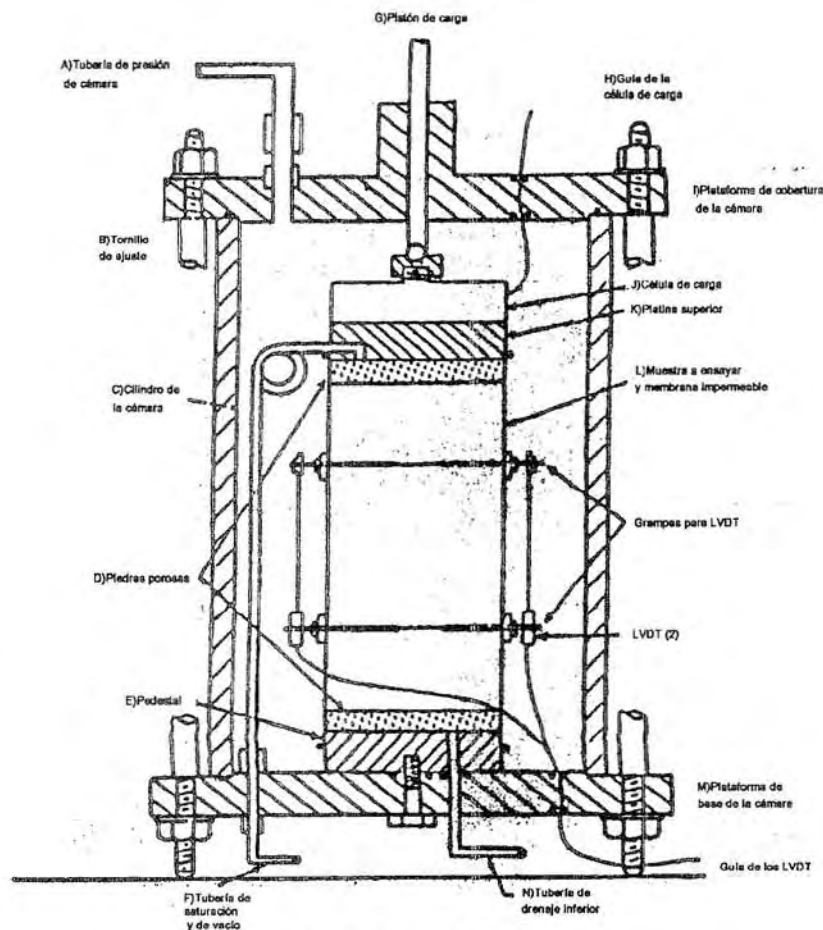


Tabla de dimensiones típicas

Dimensión	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Métrico (mm)	5.4	12.7	152.0	6.4	38.1	6.4	12.7	19.1	19.1	38.1	152.0	25.4	6.4	
Inglés (pulg)	0.25	0.50	6.00	0.25	1.50	0.25	0.50	0.75	0.75	1.50	6.00	1.00	0.25	

Nota

1- Las dimensiones varían al fabricante

2- Las dimensiones varían al tamaño de la pieza

Fig. 4.11. Aparato para ensayo del módulo resiliente

#### 4.3.6.3. Cálculo de $M_R$

Se calcula con la expresión  $M_R = \sigma_d / \varepsilon_R$  (4.7)

siendo:

$\sigma_d$  = desviador de tensiones aplicado =  $\sigma_1 - \sigma_3$

$\varepsilon_R$  = deformación resiliente (recuperable)

##### 4.3.6.3.1. Suelos finos (Materiales Tipo 2 según AASHTO T-294)

La relación que liga  $M_R$  con  $\sigma_D$  es:

$$M_R = K_1 (\sigma_D)^{K_2} \quad (4.8)$$

siendo  $\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_2$

$K_1$  y  $K_2$  son constantes de materiales

En la fig. 4.12 se ve como un incremento del desviador de tensiones produce una disminución del módulo resiliente, fenómeno conocido como ablandamiento por tensiones (stress softening) que es muy común en suelos finos. En la figura se observa también el efecto de la presión de confinamiento  $\sigma_3$  sobre el material. Cuando  $\sigma_3$  aumenta, también  $M_R$  se incrementa debido al incremento de soporte lateral de la muestra. El módulo resiliente parece ser menos sensible a la presión de confinamiento bajo tensiones desviantes altas.

El módulo resiliente está afectado por otros factores tales como contenido de humedad y número de ciclos.

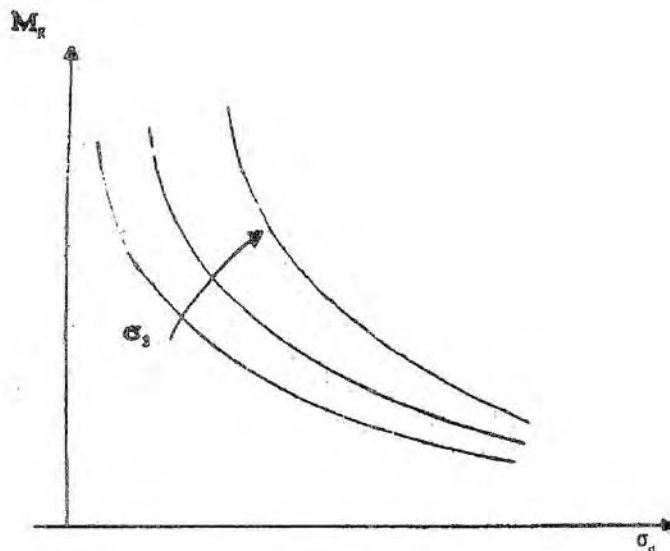


Fig. 4.12. Variación del módulo resiliente en función de la presión de confinamiento

#### 4.3.6.3.2. Materiales granulares (Materiales Tipo 1 según AASHTO T-294)

El comportamiento del módulo resiliente para materiales granulares es totalmente distinto al explicado en el apartado anterior. En este caso, el módulo se incrementa a medida que aumentan las tensiones. Esto es lo que se conoce como rigidización por tensiones (stress hardening). Esto es debido al aumento de la trabazón entre partículas. En este caso:

$$M_R = K_1(\theta_3)^{K_2} \quad (4.9)$$

siendo:

$\theta_3$  = tensión volumétrica =  $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

$K_1, K_2$  = constantes del material

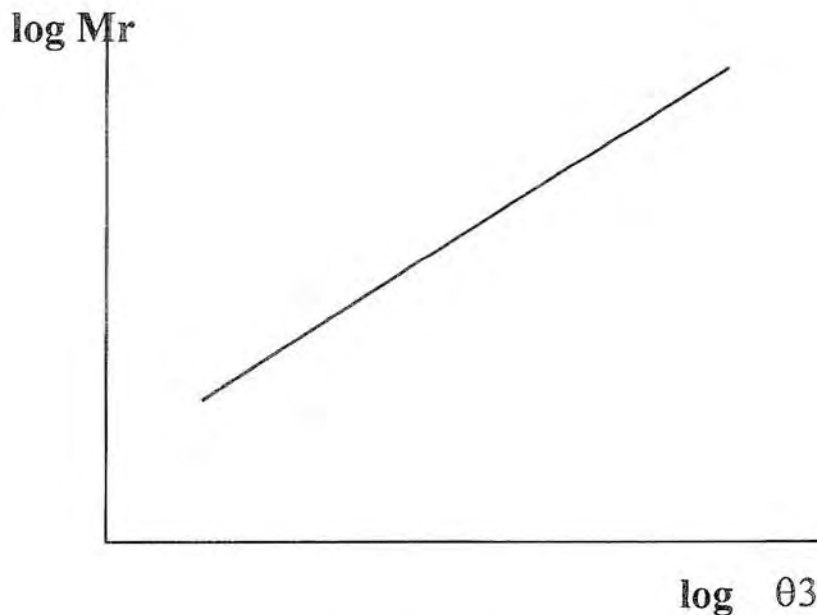


Fig.4.13. Variación del módulo resiliente con la tensión volumétrica

#### 4.3.6.4. Influencia de las propiedades de los suelos

El ensayo del módulo resiliente es mucho más sensible a las propiedades de los suelos que otros ensayos de resistencia. Una buena cualidad de este ensayo es que, al no romper la probeta, se puede someter a ésta a diferentes niveles de tensiones, ahorrando tiempo en preparación de probetas y evitando errores. Las probetas pueden ser preparadas para contenidos de humedad variables y diferentes grados de compactación.

El contenido de humedad de un suelo tiene un tremendo impacto en el módulo resiliente. El módulo disminuye fuertemente cuando se incrementa el contenido de humedad. Esto obliga a hacer ajustes de los valores del módulo cuando el pavimento se satura en determinados períodos.

Además de la humedad, la temperatura tiene una gran influencia, especialmente en zonas sometidas a ciclos de congelación y deshielo. A mayor número de ciclos de congelación y deshielo, mayor será la pérdida de módulo resiliente.

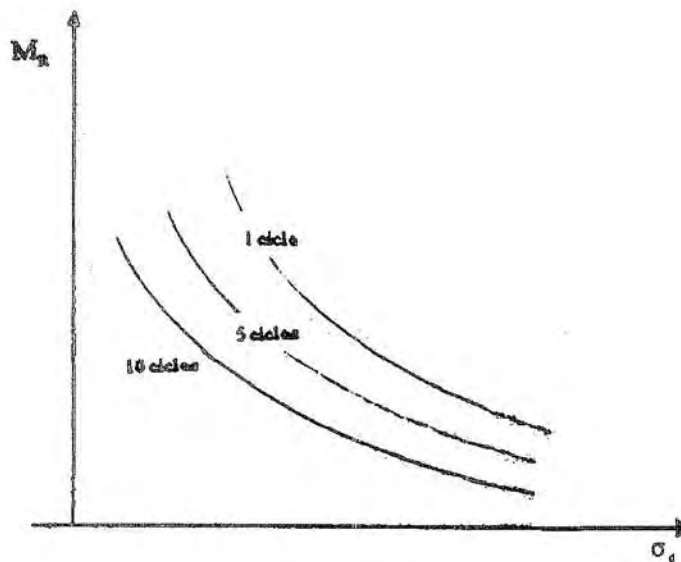


Fig. 4.14. Variación de  $M_R$  con  $\sigma_d$  y número de ciclos de congelación y deshielo

Es muy difícil asignar valores típicos de módulo resiliente para cada tipo de suelo. El valor no sólo está afectado por variables de construcción, sino también por tipo de suelo, granulometría y contenido de humedad. Cada repartición vial debe investigar los suelos de su zona para encontrar correlaciones con el módulo resiliente que sirvan para futuros proyectos.

Thompson y Robnett encontraron relaciones entre el módulo resiliente y el contenido de humedad para tensiones desviantes  $\sigma_D = 6$  psi (41,3 kPa):

$$\begin{aligned} \text{Si } \gamma_D < 1600 \text{ Kg/m}^3 \quad M_R &= 27,06 - 0,526\omega & (4.10) \\ \text{Si } \gamma_D > 1600 \text{ Kg/m}^3 \quad M_R &= 18,18 - 0,404\omega \end{aligned}$$

siendo:

$\omega$  = humedad volumétrica, en %

$M_R$  = módulo resiliente, en ksi

#### 4.3.6.5. El módulo resiliente en el diseño de pavimentos

En el nuevo método AASHTO (1986 y 1993), el módulo resiliente reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, sub base y base. En el método AASHTO deben usarse valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio dado que las incertidumbres son tenidas en cuenta en la confiabilidad R.



Cuando es de esperar que la subrasante tenga contenidos de humedad variables a lo largo del año, es necesario hacer un estudio de la variación de  $M_R$  con la humedad para determinar un  $M_R$  medio de diseño. Esto puede hacerse así:

a) Se hacen ensayos de  $M_R$  en laboratorio sobre muestras representativas de suelo bajo condiciones de tensión y humedad que simulan las que tienen lugar a lo largo del año. Con esto se establece una relación de laboratorio entre módulo resiliente y contenido de humedad. En general se usa una tensión desviante de 6 psi (41 kPa) o mayor para repetir las condiciones del Road Test AASHO.

b) Se determina el módulo resiliente in situ en función de las deflexiones medidas en pavimentos. Este módulo resiliente se ajusta para estudiar la posible diferencia entre resultados de laboratorio e in situ.

c) Se pueden estimar valores normales (o de verano) de  $M_R$  en función de propiedades conocidas del suelo y usar relaciones empíricas para estimar las variaciones estacionales. El  $M_R$  por deshielo en primavera es de un 10 a un 20% del  $M_R$  normal, y el correspondiente al suelo congelado es de dos órdenes de magnitud mayor que el normal.

En base a esto se divide el año en períodos en los cuales  $M_R$  es constante. Este período no debe ser menor a 15 días.

Con cada valor de  $M_R$  se determina, mediante el ábaco de fig. 4.15, el valor del daño relativo  $u_f$  o bien puede usarse la expresión:

$$u_f = 1,18 \times 10^8 \times M_R^{-2,32} \quad (4.11)$$

Luego se determina un daño relativo medio anual sumando todos los  $u_f$  y dividiendo por el número de períodos.

El  $M_R$  de la subrasante es el que corresponde al  $u_f$  medio ya determinado y éste es el valor a considerar en el diseño de un pavimento flexible.

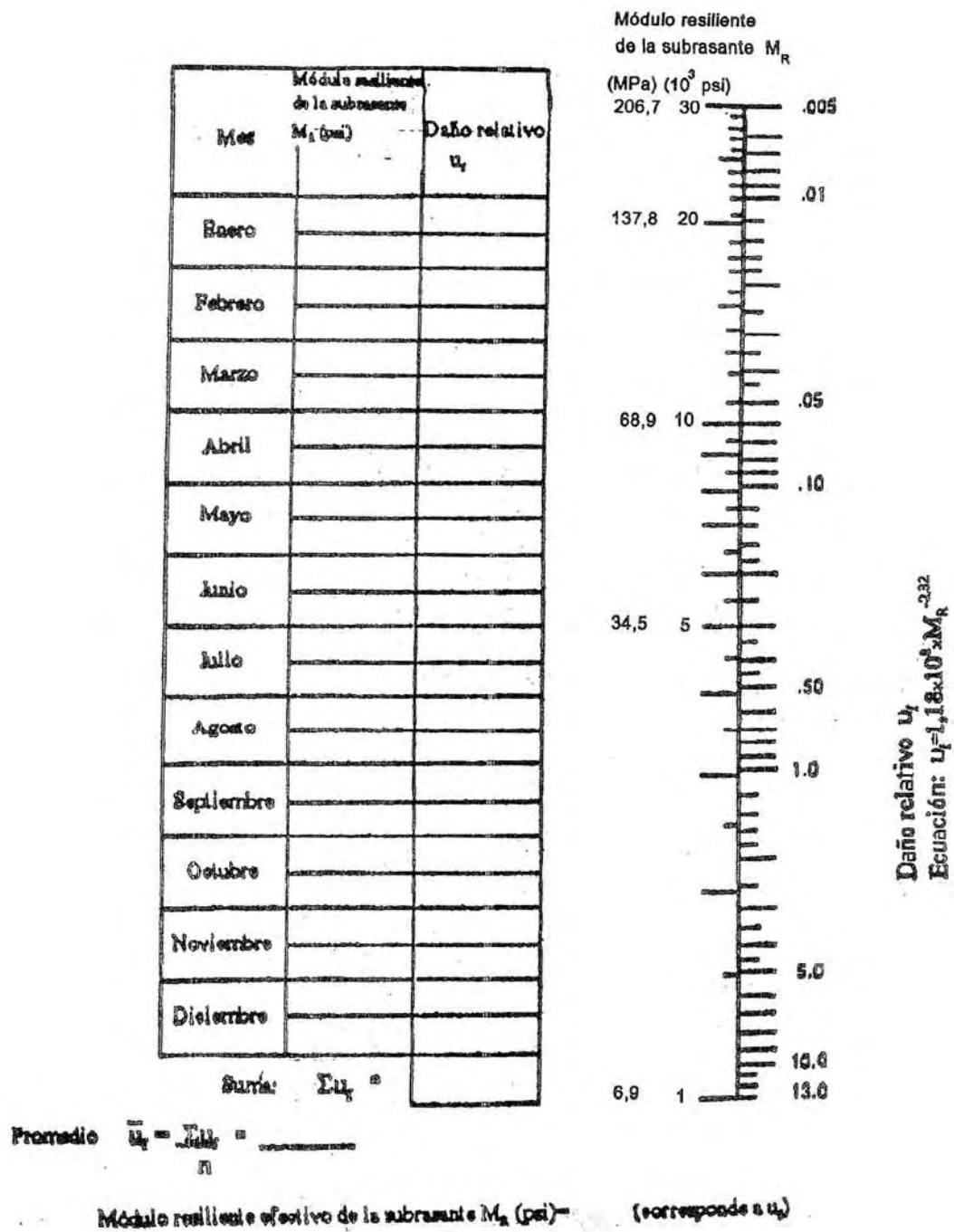


Fig. 4.15. Gráfico para estimar el módulo resiliente efectivo

#### 4.3.6.6.El módulo de reacción de subrasante en el diseño de pavimentos

Este valor se usa para el diseño de pavimentos rígidos. La determinación del valor efectivo de k requiere de 8 pasos:

1-Identificar las combinaciones o niveles de factores que deben ser considerados y entrarlos en el encabezamiento de tabla 4.1

- Tipo de sub bases con resistencias y valores de módulo
- Espesor de sub base
- Pérdida de soporte LS
- Profundidad a la fundación rígida
- Espesor de losa estimada

Tabla 4.1.

Tipo de sub base	Granular
Espesor (pulg)	6
Pérdida de soporte LS	1
Profundidad a la fundación rígida (pies)	5
Espesor de losa proyectado (pulg)	9

Mes	Módulo de subrasante $M_R$ (psi) (MPa)	Módulo de sub base $E_{SB}$ (psi) (MPa)	Valor compuesto k (pci) (kPa/mm)	Valor de k en fundación rígida (pci) (kPa/mm)	Daño relativo $u_f$
1	2	3	4	5	6
Enero	20000 (137,8)	50000 (344,5)	1100 (298,1)	1350 (365,9)	0.35
Febrero	20000 (137,8)	50000 (344,5)	1100 (298,1)	1350 (365,9)	0.35
Marzo	2500 (17,2)	15000 (103,3)	160 (43,4)	230 (62,3)	0.86
Abril	4000 (27,6)	15000 (103,3)	230 (62,3)	300 (81,3)	0.78
Mayo	4000 (27,6)	15000 (103,3)	230 (62,3)	300 (81,3)	0.78
Junio	7000 (48,2)	20000 (137,8)	410 (111,1)	540 (146,3)	0.60
Julio	7000 (48,2)	20000 (137,8)	410 (111,1)	540 (146,3)	0.60
Agosto	7000 (48,2)	20000 (137,8)	410 (111,1)	540 (146,3)	0.60
Septiembre	7000 (48,2)	20000 (137,8)	410 (111,1)	540 (146,3)	0.60
Octubre	7000 (48,2)	20000 (137,8)	410 (111,1)	540 (146,3)	0.60
Noviembre	4000 (27,6)	15000 (103,3)	230 (62,3)	300 (81,3)	0.78
Diciembre	20000 (137,8)	50000 (344,5)	1100 (298,1)	1350 (365,9)	0.35
				$\Sigma u_f$	7.25

Promedio  $u_f = \Sigma u_f / n = 7,25 / 12 = 0,60$

Módulo efectivo de reacción de subrasante	k (pci)	=540
Corrección por pérdida de soporte	k (pci)	=170
	k (kPa/mm)	=46,1

Para cada combinación de estos factores se debe hacer una tabla separada y determinar el correspondiente módulo de reacción de subrasante.

2-Identificar el módulo resiliente de la subrasante por mes y ponerlo en columna 2.

3-Suponer valores de módulo resiliente para sub base  $E_{SB}$  para cada mes y ponerlos en columna 3

4-Estimar el valor de k por efecto combinado de subrasante y sub base para cada mes suponiendo que la subrasante tiene espesor infinito (la capa rígida se encuentra a más de 3 m de profundidad). Poner este valor en columna 4 (ver fig. 4.16).

5-Poner el valor de k que incluya el efecto de la fundación rígida cercana a la superficie, si ésta está a menos de 3 m de profundidad. Esto se hace con el ábaco de fig. 4.17. Este valor se pone en columna 5

6-Se estima el espesor de losa requerida y con fig. 4.18 se determina el daño relativo en función de k para cada mes. Este valor de  $u_f$  se pone en columna 6.

7-Se suman todos los valores de  $u_f$  y se saca el promedio. El valor efectivo de k es el que corresponde al valor medio de  $u_f$  para el espesor de losa proyectado (Ver fig. 4.18).

8-Se ajusta el valor efectivo de k para tener en cuenta la pérdida de soporte de la sub base, LS, por erosión. Este ajuste se hace por medio de la fig. 4.19. Con este valor calculado se procede al diseño del pavimento rígido.

#### 4.3.6.7. Correlaciones entre distintas variables de resistencia y el módulo resiliente

Dado que no siempre se tienen equipamientos para ejecutar un ensayo de módulo resiliente, es conveniente relacionarlo con otras propiedades de los materiales. Por ejemplo, con respecto al CBR se tiene:

$$M_R = B \text{ CBR} \quad (4.12)$$

Si  $\text{CBR} < 10\%$   $B=1500$ , pero este valor puede variar entre 750 y 3600 para  $M_R$  en psi.

Con respecto al valor R (resistencia) de Hveem se tiene:

$$M_R = A + B \times R \quad (4.13)$$

Si  $R < 20$ , A vale 1000, B vale 555, pero A puede variar entre 772 y 1155 y B entre 369 y 555.

$D_{38} = 6 \text{ pulg}$   
 $E_{38} = 20,000 \text{ psi}$   
 $M_n = 7,000 \text{ psi}$   
**Solución**  $f_c = 400 \text{ psi}$

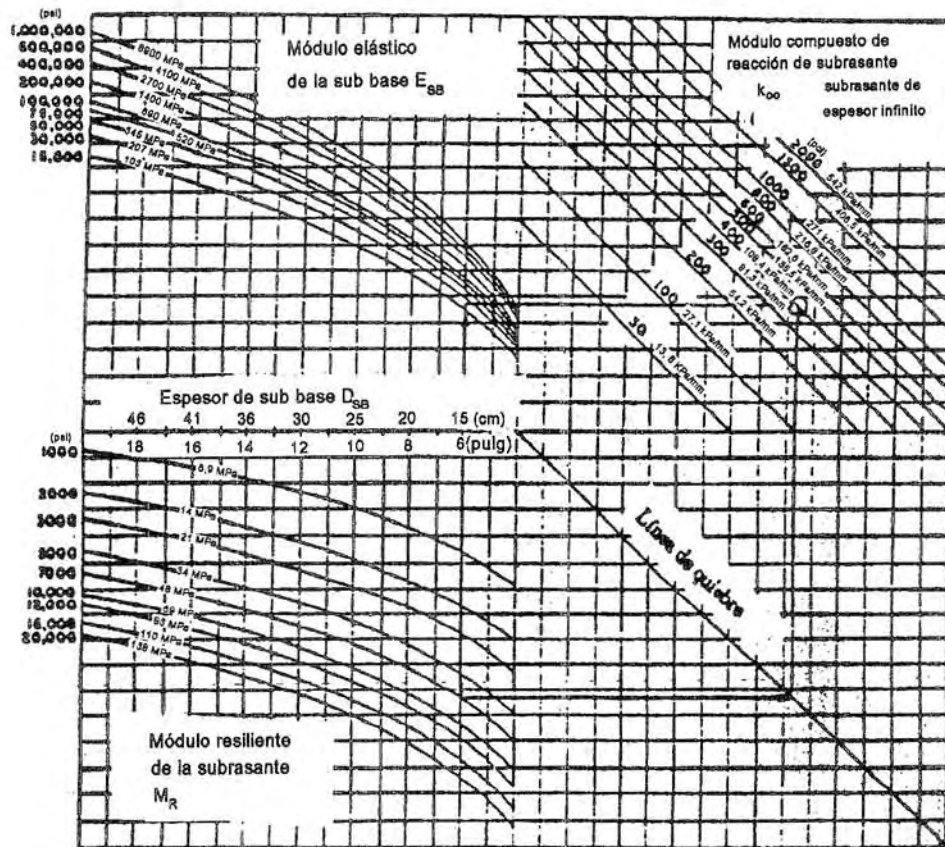
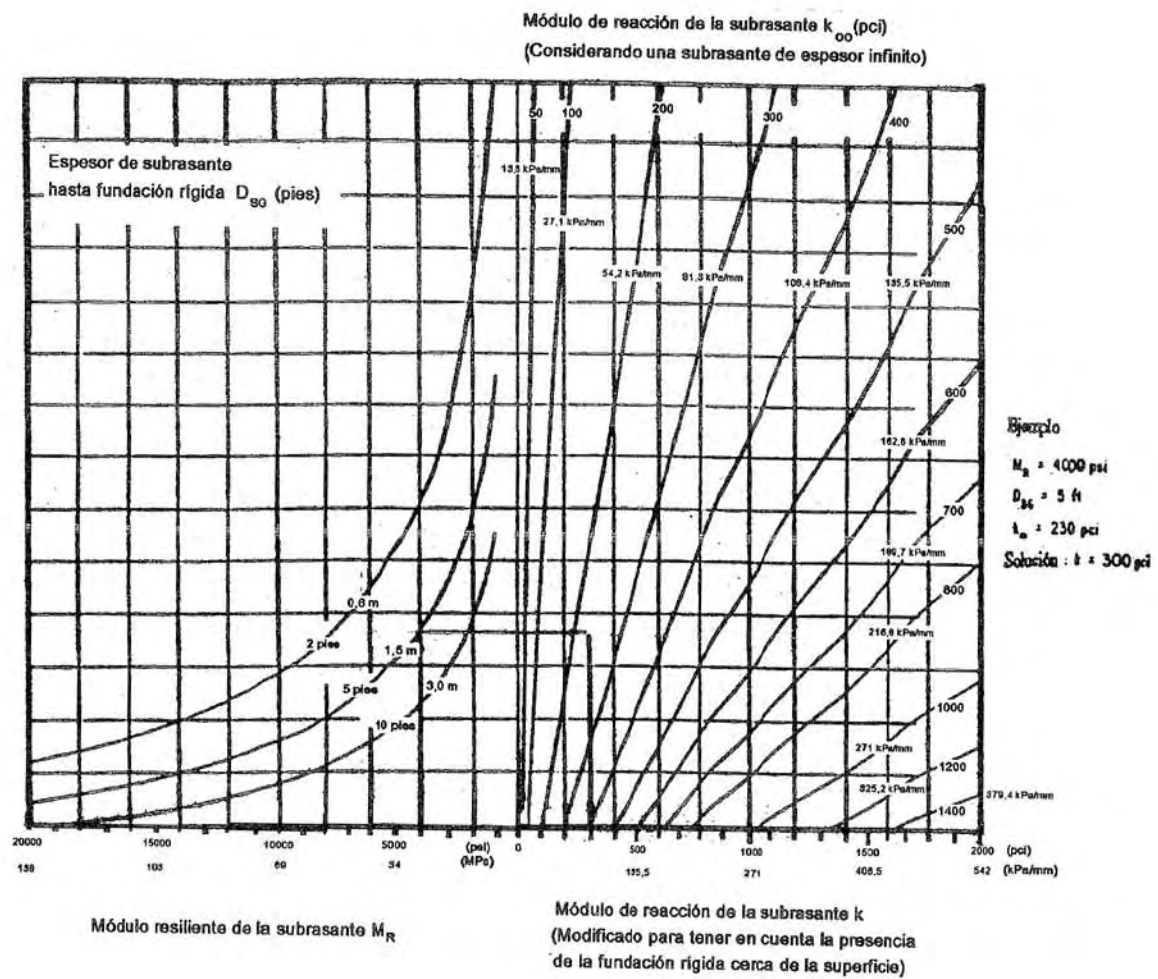


Fig. 4.16. Abaco para estimar el módulo compuesto de reacción de subrasante, considerando una profundidad infinita de una capa rígida

Fig. 4.17. Abaco para modificar el módulo de la subrasante para considerar capa rígida cerca de la superficie





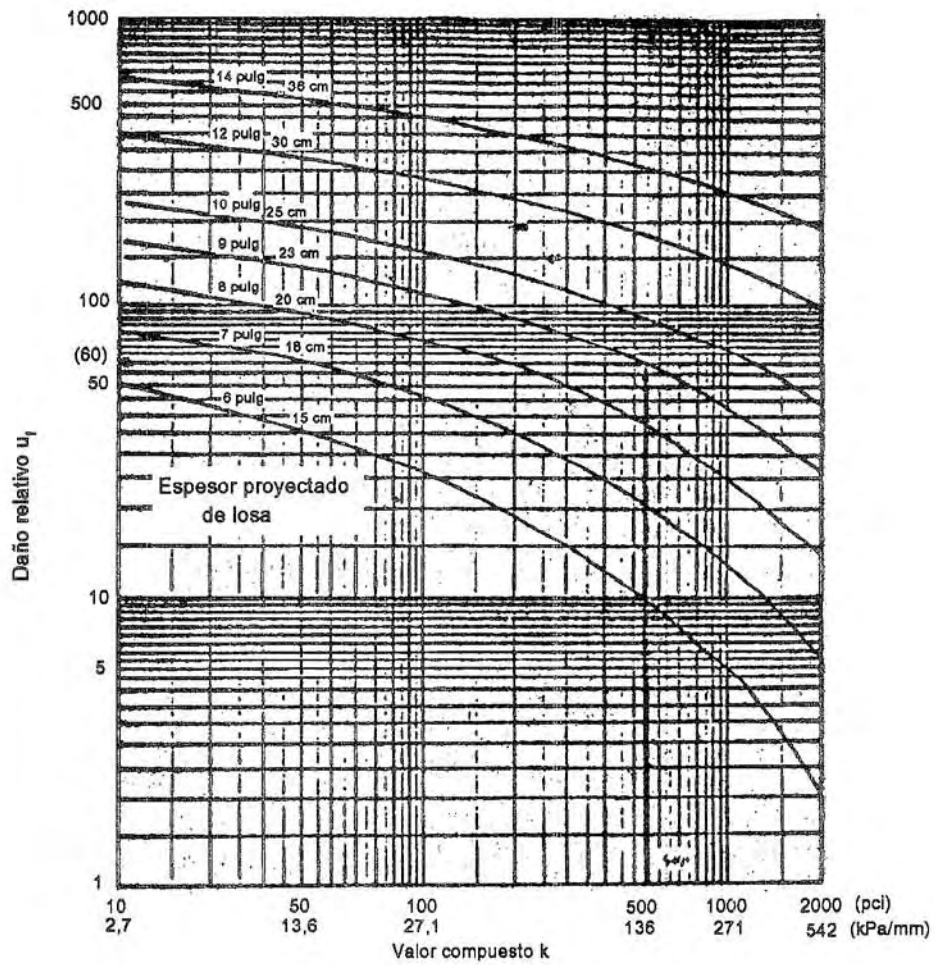


Fig. 4.18. Abaco para determinar el daño relativo en pavimentos rígidos basado en el espesor de losa y valor soporte

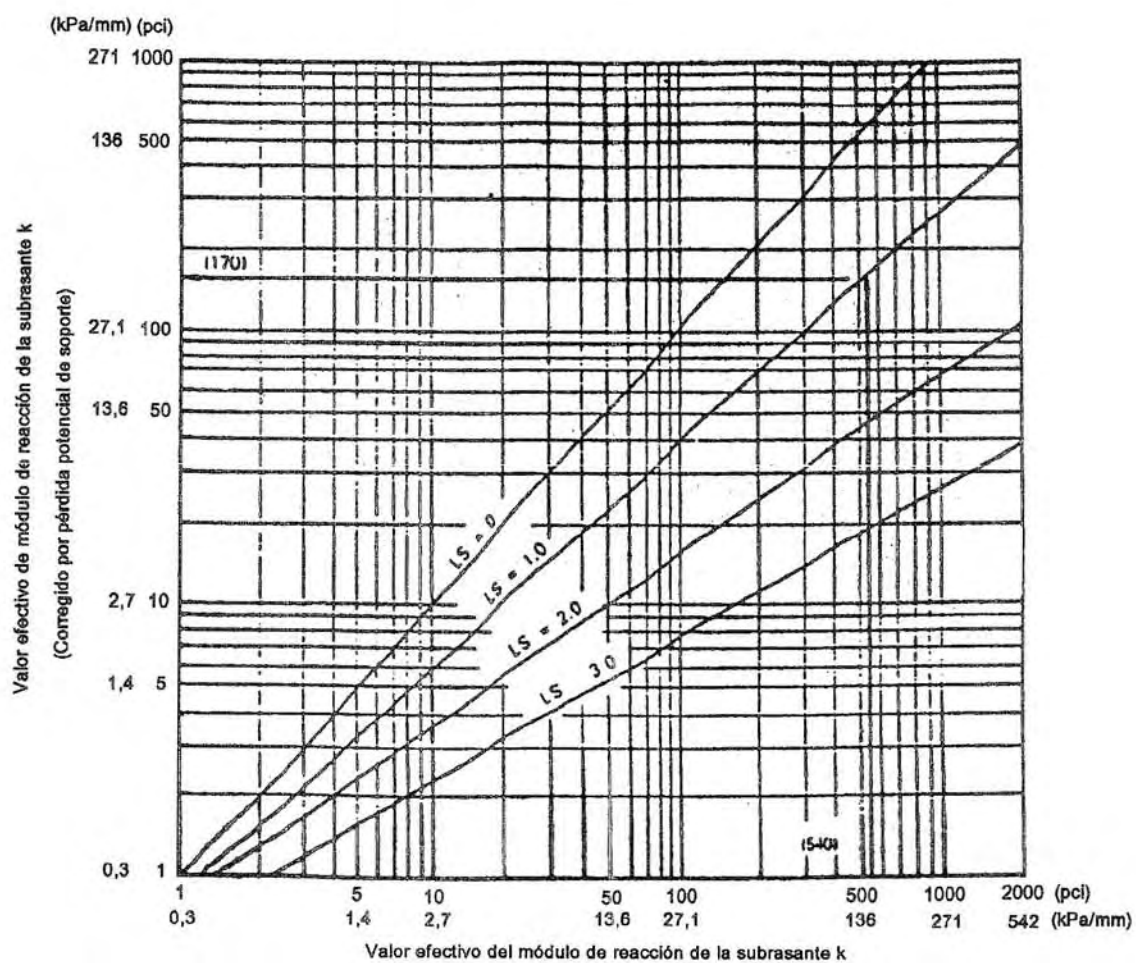


Fig. 4.19. Corrección del módulo efectivo de reacción por pérdida potencial de soporte

En la fig. 4.20 hay correlaciones entre  $M_R$  y otros ensayos. Como precaución es necesario aclarar que estas correlaciones son empíricas y permiten relacionarlas con  $M_R$ , pero de ninguna manera entre sí.

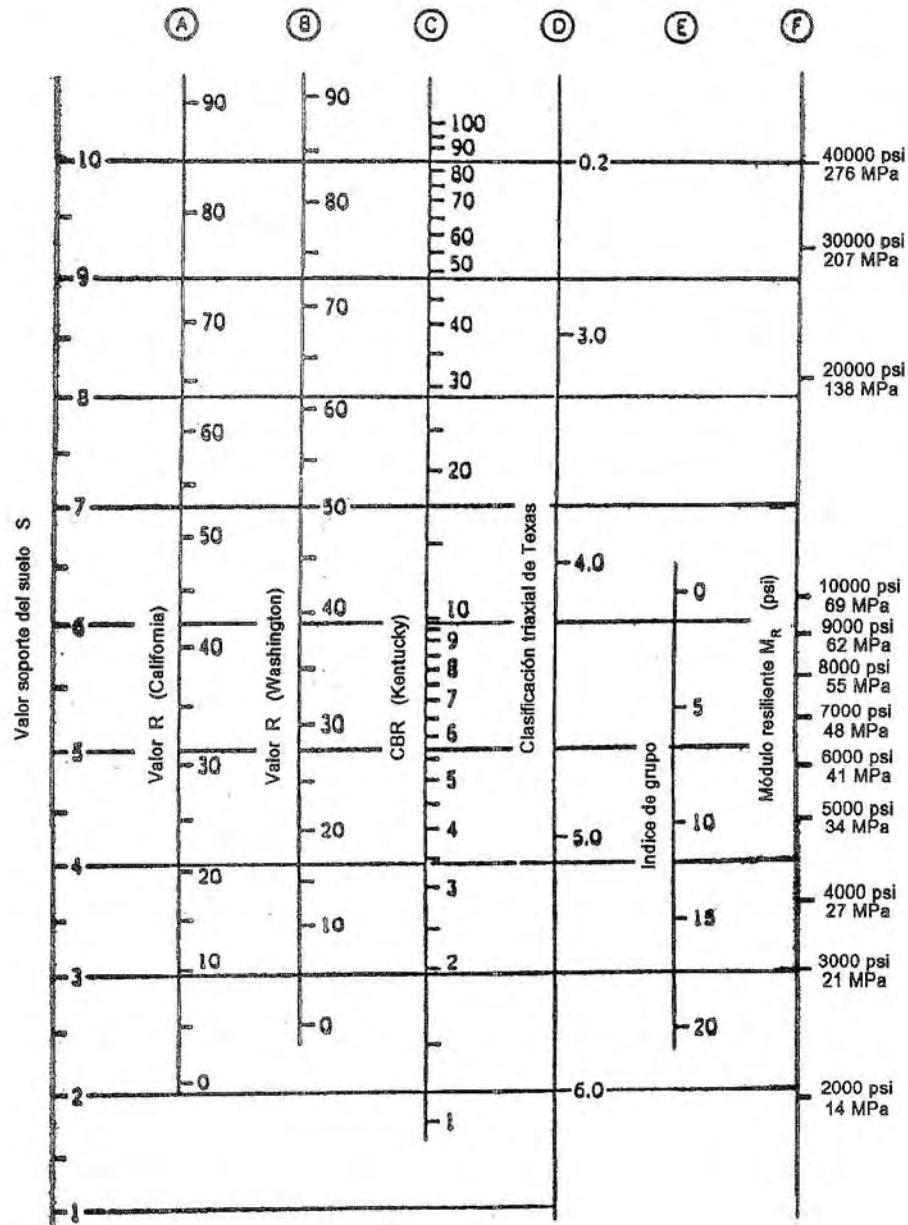


Fig. 4.20. Correlaciones con el módulo resiliente

## **CAPITULO 5**

### **Materiales para pavimentos**

#### **5.1.Introducción**

Es muy conocida la influencia de los materiales en la calidad del pavimento. Cada vez está tomando más consenso el uso de módulos elásticos para caracterizar los materiales. Este es uno de los parámetros más usados en los métodos AASHTO 86 y 93.

En este capítulo se describirán los siguientes materiales:

- Hormigón de cemento portland
- Concreto asfáltico
- Bases granulares estabilizadas y no estabilizadas.

#### **5.2.Hormigón de cemento portland**

El hormigón es un material formado por materiales granulares (piedra partida o grava y arena) embebidos en una pasta de cemento que hace de ligante. Los materiales granulares son obtenidos de fuentes naturales y deben cumplir con determinadas condiciones de granulometría. El cemento se obtiene a partir de la cocción de piedra caliza y arcilla que forma el clinker, el cual es finamente molido agregándole un 5% de yeso para formar el cemento. AASHTO reconoce ocho clases de cemento:

- Tipo I - Normal
- Tipo I-a- Como el I, pero con aire incorporado
- Tipo II - Moderado calor de hidratación, moderada resistencia a la acción de los sulfatos
- Tipo II-a- Como II, pero con aire incorporado
- Tipo III - De alta resistencia inicial
- Tipo III-a- Como III, pero con aire incorporado
- Tipo IV - Bajo calor de hidratación, lento incremento de resistencia
- Tipo V - Alta resistencia a los sulfatos

##### **5.2.1.Aditivos**

Son productos que agregados en pequeñas dosis en el hormigón fresco producen interesantes modificaciones de la calidad del hormigón.

El más común es el aditivo incorporador de aire, que crea una estructura de burbujas microscópicas interconectadas que cortan el ascenso capilar, mejorando la durabilidad, especialmente en aquellas zonas sometidas a la acción del hielo.

Otro tipo de aditivos son los aditivos químicos, que reducen el contenido de agua, retardan el fraguado o lo aceleran. El proyectista tiene siempre una amplia gama de estos productos para elegir cuál es el que más le conviene.

### 5.2.2. Curado

El curado involucra una reacción química (hidratación) entre el cemento y el agua. Para obtener las resistencias esperadas del hormigón en el tiempo previsto son necesarios un suministro de humedad adecuado, una temperatura suficientemente alta y un período apropiado de curado.

El cemento no se hidrata y el incremento de resistencia del hormigón se detiene cuando el nivel de humedad baja por debajo de cierto valor. En la fig. 5.1. se ve que cuanto mayor es el período en que el hormigón tiene acceso a la humedad luego del colado, mayor será la resistencia que se obtenga. He aquí la importancia de un buen curado como paso siguiente a la colocación del hormigón.

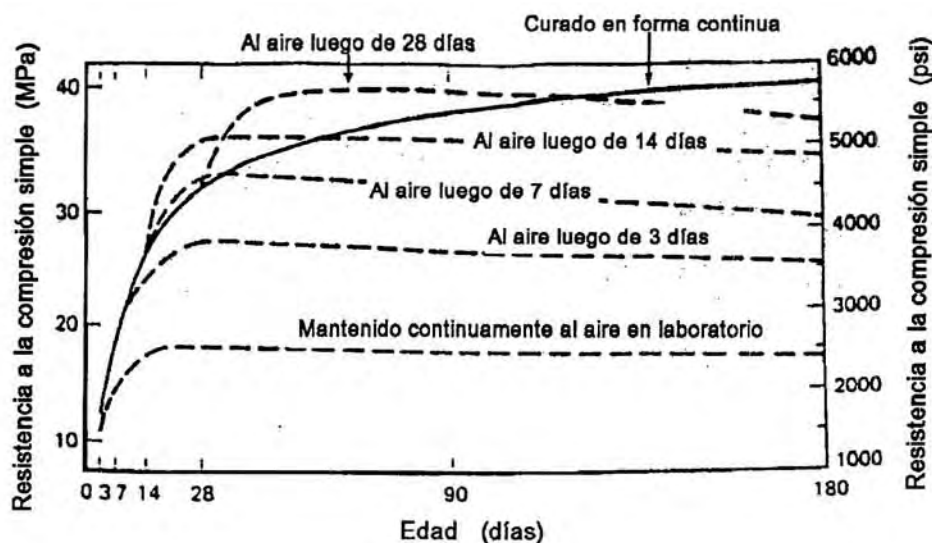


Fig. 5.1. Resistencia a la compresión simple de hormigón secado al aire luego de períodos de curado

También influye la temperatura tal como se ve en la fig. 5.2.. A bajas temperaturas el incremento de resistencia es menor, factor que debe ser tenido en cuenta cuando se hormigona con tiempo frío.

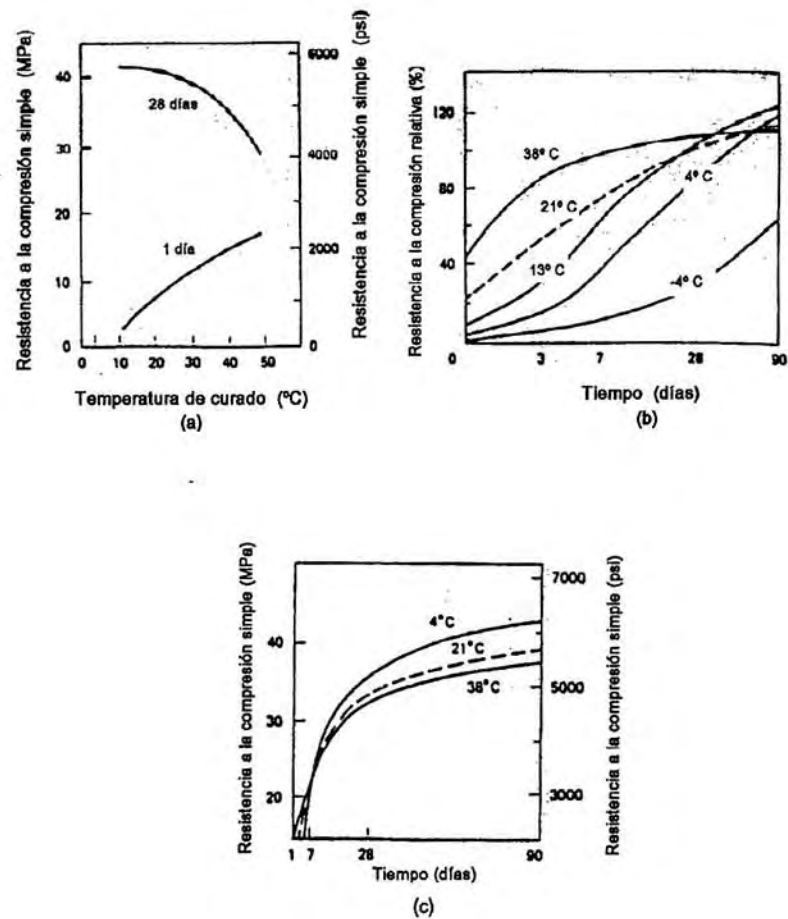


Fig. 5.2.Efecto de varias condiciones de temperatura y curado en la resistencia a la compresión simple

### 5.2.3.Ensayos

Hay muchísimos ensayos de laboratorio para el hormigón. Estos pueden clasificarse en estas categorías, basándose en el uso de los resultados.

- a)Control de calidad y diseño de mezcla
  - a.1)Resistencia a la compresión simple
  - a.2)Resistencia a la tracción por compresión diametral
  - a.3)Consistencia
  - a.4)Contenido de aire
- b)Diseño
  - b.1)Módulo de rotura (tracción por flexión)
  - b.2)Módulo elástico
- c)Mecánico-empíricos
  - c.1)Módulo elástico y de Poisson
  - c.2)Coeficiente de expansión térmica
  - c.3)Constantes de fatiga



### 5.2.3.1. Resistencia a la compresión simple

Es aceptada en forma universal como una medida de la calidad y durabilidad del hormigón. Esto es, un hormigón de alta resistencia a la compresión simple es un hormigón de buena calidad. Esta resistencia depende del tamaño y tipo de agregado, forma del agregado grueso, composición del cemento, relación agua/cemento, aditivos incorporados, tiempo y temperatura de curado, etc.

El ensayo se hace siguiendo las normativas del ASTM C 39. Se usan probetas cilíndricas de 12"(30 cm) de alto y 6"(15 cm) de diámetro. Son sometidas a carga de compresión según la altura hasta que rompen.

### 5.2.3.2. Resistencia a la tracción indirecta

Se llama también ensayo de tracción por compresión diametral. Es un ensayo muy práctico para averiguar la resistencia a la tracción del hormigón dado que los ensayos de tracción directa son muy difíciles de ejecutar. La resistencia a la tracción indirecta se determina con esta expresión:

$$f'_i = \frac{2 P}{\pi D l} \quad (5.1)$$

siendo:

P=carga aplicada

D=diámetro de la probeta

l=longitud de la probeta

Los valores obtenidos con esta expresión son un 15% mayores que los obtenidos por el ensayo de tracción directa.

### 5.2.3.3. Módulo de rotura

Es un parámetro muy importante como variable de entrada para diseño de pavimentos rígidos. Se la conoce también como resistencia a la tracción del hormigón por flexión. Se la calcula mediante esta expresión:

$$f_r = \frac{M c}{I} \quad (5.2)$$

siendo:

$f_r$ =módulo de rotura

M=momento flector en el instante de rotura

c=distancia desde el eje neutro al punto de interés

I=momento de inercia de la sección transversal de la probeta

Para este ensayo se usan probetas prismáticas con cargas al tercio. De esta manera se tiene en el tercio medio una zona sometida a un momento flector constante igual a  $Pl/3$  y la rotura se producirá en cualquier punto de este tercio medio con la única condición de que exista allí una debilidad. Este ensayo es recomendable frente al ensayo de carga en el

punto medio, en el cual la rotura se producirá indefectiblemente en el punto medio (punto de aplicación de la carga) donde el momento flector es máximo.

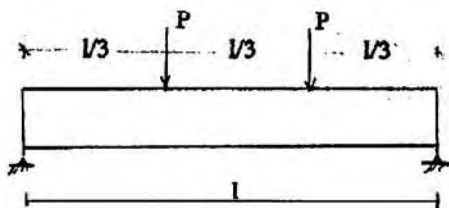


Fig.5.3. Ensayo de tracción por flexión (módulo de rotura)

Los ensayos con carga al tercio dan un 80% del valor que dan los realizados en el punto medio.

Hay distintas relaciones entre las resistencias del hormigón:

$$\text{Resistencia a la tracción directa (psi)} \quad f'_t = 3 \text{ a } 5 (f'_c)^{0,5} \quad (5.3)$$

$$\text{Resistencia a la tracción indirecta (psi)} \quad f'_t = 6 \text{ a } 8 (f'_c)^{0,5} \quad (5.4)$$

$$\text{Módulo de rotura (psi)} \quad f_r = 7 \text{ a } 12 (f'_c)^{0,5} \quad (5.5)$$

#### 5.2.3.4. Módulo de elasticidad

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir cargas que tiene una losa de pavimento. Es la relación entre la tensión y la deformación. Las deflexiones, curvaturas y tensiones están directamente relacionadas con el módulo de elasticidad del hormigón. En los pavimentos de hormigón armado continuos, el módulo de elasticidad junto con el coeficiente de expansión térmica  $\alpha_s$  y el de contracción del hormigón  $\alpha_c$  son los que rigen el estado de tensiones en las armaduras.

El módulo de elasticidad está relacionado con el módulo de rotura a través de la expresión:

$$f_r = 43,5 \left( \frac{E_c}{10^6} \right) + 488,5 \quad (5.6.a)$$

siendo:

$E_c$  = módulo de elasticidad (psi)

$f_r$  = módulo de rotura (psi)

o en unidades métricas:

$$f_r = 43,5 \left( \frac{E_c}{10^6} \right) + 3370 \quad (5.6.b)$$

siendo:

$E_c$  = módulo de elasticidad (kPa)

$f_r$  = módulo de rotura (kPa)

Se supone que el módulo de Poisson es 0,15.

Para un hormigón con una resistencia a la compresión simple menor de 41 MPa (6000 psi) el módulo de elasticidad se puede obtener con esta fórmula empírica (ACI Code 1983):

$$E_c = 33W^{3/2}(f'_c)^{1/2} \quad (5.7)$$

donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad, en psi

$W$  = peso unitario del hormigón, en pcf

$f'_c$  = resistencia a la compresión a los 28 días, en psi

#### 5.2.4. Modelos de fatiga

Los factores que afectan el módulo de rotura afectan también la fatiga. Hay diversos modelos de fatiga obtenidos a través de estudios en laboratorio correlacionados con pavimentos existentes. Estos modelos son:

a) PCA (Portland Cement Association)

$N$  = número de aplicaciones de carga

$\sigma$  = tensión aplicada

$f_r$  = módulo de rotura

$$\text{Si } \sigma/f_r \geq 0,55 \quad \log N = 11,737 - 12,077(\sigma/f_r) \quad (5.8)$$

$$\text{Si } 0,45 < \sigma/f_r < 0,55 \quad N = \left( \frac{4,2577}{\sigma/f_r - 0,4325} \right)^{3,268} \quad (5.9)$$

Si  $\sigma/f_r < 0,45$   $N$  es ilimitado. El pavimento puede soportar un infinito número de cargas

b) Modelo del mantenimiento cero

Este modelo (Darter 1977) provee un 24% de fallas

$$\log N = 16,61 - 17,61(\sigma/f_r) \quad (5.10)$$

c) Modelo de AASHTO/ARE

$$N = 23444(f_r/\sigma)^{3,21} \quad (5.11)$$

Las expresiones de fatiga están graficadas en fig. 5.4

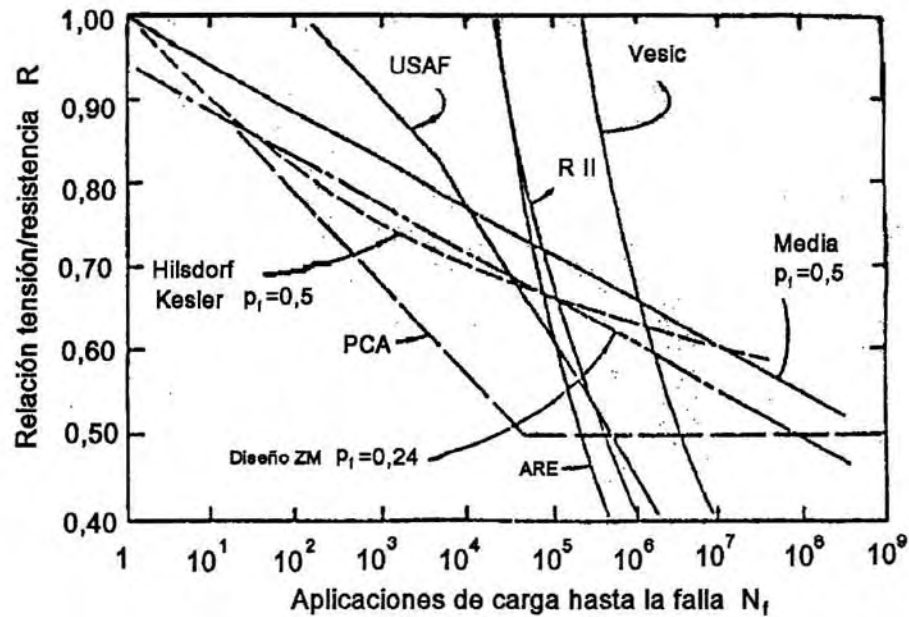


Fig. 5.4. Curvas de fatiga según distintos modelos

### 5.2.5. Durabilidad del hormigón

En general el hormigón es un material muy durable. No obstante puede haber problemas si la combinación de agregados o agregados/cemento tiene algún efecto desfavorable. Las fisuras de durabilidad ("D" cracking) tienen lugar cuando el agua se congela en los poros de agregados susceptibles, expande y fisura el agregado. Aparecen fisuras que siguen las juntas u otro tipo de fisuras ya formadas donde la presencia de humedad es mayor.

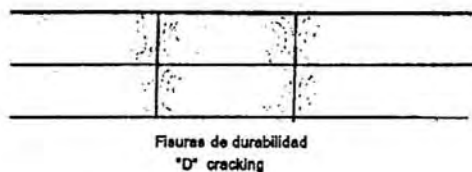


Fig. 5.5. Fisuras de durabilidad

Si en una sección se encuentra fisuras "D" se debe realizar un muestreo para confirmarlo. En las juntas donde se toman las muestras se debe verificar si la muestra está intacta o se disgrega. Un análisis petrográfico confirmará la presencia de fisuras en el agregado.

Hay ciertos tipos de agregados que contienen materiales que reaccionan con los álcalis del cemento (sodio y potasio). Estos agregados tienen sílice amorfa y la reacción produce un gel que absorbe agua y se expande fracturando la matriz de cemento y fisurando el hormigón. En este caso, a diferencia de las fisuras "D" que empiezan de abajo, se manifiestan en todo el espesor de la losa. Aparecen como fisuras finas en una disposición de mapa como la piel de cocodrilo en pavimentos asfálticos.

### **5.2.6. Propiedades expansivas y contractivas del hormigón**

Para conocer el gradiente térmico a través de una losa de hormigón es necesario conocer la conductividad térmica  $K$ , la difusividad térmica  $\theta$ , el calor específico  $C$  y el coeficiente de expansión o contracción que varía de  $5$  a  $14 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ . Este fenómeno ( $\Delta t^{\circ}\text{C}$ ) produce alabeos en la losa.

Los cambios de volumen acompañados por la pérdida de humedad para hormigón fresco o endurecido están referidos a la contracción, la cual se divide en contracción por secado o fraguado para hormigón endurecido y contracción plástica para hormigón fresco.

La contracción es mayor en hormigón simple que en hormigón armado.

### **5.3. Concreto asfáltico**

El concreto asfáltico es un material compuesto por agregados embebidos en una matriz de cemento asfáltico que llena el espacio dejado por éstos y los une. El cemento asfáltico se mantiene flexible y provee integridad estructural cubriendo los agregados y dándole a la mezcla propiedades cohesivas. Dado que el cemento asfáltico es semi-sólido a temperaturas corrientes, la calidad y granulometría de los agregados juega aquí un papel mucho más importante que en los pavimentos de hormigón.

Un concreto asfáltico debe tener una cantidad precisa de cemento asfáltico para proveer el porcentaje de vacíos deseado para la mezcla.

La granulometría de los agregados debe obedecer a lo indicado en el gráfico de fig. 5.6. Tal como se muestra en dicha figura, se pueden seguir curvas como las más finas ubicadas por encima o por debajo de la línea de máxima densidad; lo que no debe hacerse es cruzar la línea de máxima densidad dado que se pueden obtener mezclas con baja resistencia a la deformación bajo carga.

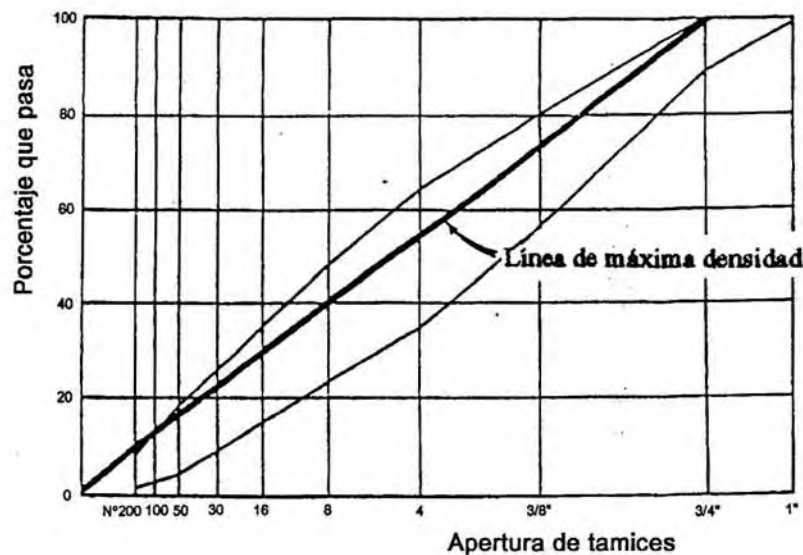


Fig. 5.6. Gráfico de granulometría para agregados a usar en concretos asfálticos

### 5.3.1.Cementos asfálticos

Es un material de color marrón oscuro a negro que puede estar en estado sólido, semi-sólido o líquido, formado por betunes naturales u obtenidos por destilación del petróleo. Los grados de cemento asfáltico tienen una clasificación basada en la viscosidad del material (cuanto más fluído sea un cemento asfáltico, menos viscoso será).

Las viscosidades se miden a temperaturas de 60°C. El grado de viscosidad se determina en el material que viene directamente del proceso de destilado y el grado de viscosidad del residuo es determinado a partir de la película fina resultante del ensayo de endurecimiento (película fina en estufa).

Tabla 5.1. Clasificación de asfaltos

	AC-2,5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosidad a 60°C P	250+/-50	500+/-100	1000+/-200	2000+/-400	4000+/-800
Viscosidad a 135°C cSt	80	110	150	210	300
Penetración a 25°C (Pfeiffer y van Doormal) 100grx5seg, en 0,1 mm	200	120	70	40	20
Punto de inflamación °C	163	177	219	232	232
Solubilidad en tricloroetileno %	99	99	99	99	99
Ensayos sobre residuo de película en estufa					
Viscosidad a 60°C P	1.250	2.500	5.000	10.000	20.000
Ductilidad (25°C, 5cm/min) en cm (cm)	100	100	50	20	10



El grado a utilizar en cada área debe ser seleccionado en función del clima. Para climas fríos, se deben usar cementos asfálticos de bajo grado de viscosidad para resistir la fisuración por baja temperatura. En climas cálidos se deben usar cementos asfálticos de alto grado de viscosidad para evitar el ahuellamiento.

### **5.3.2. Ensayos sobre muestras de concreto asfáltico**

Los ensayos que se hacen sobre muestras de concreto asfáltico son:

a) Para control de calidad y diseño de mezclas

a.1) Ensayo Marshall

a.1.1) Estabilidad

a.1.2) Flujo

a.1.3) Vacíos

a.1.4) Susceptibilidad a la humedad

a.2) Ensayo de Hveem

a.2.1) Resistencia

a.2.2) Cohesímetro

a.2.3) Vacíos

a.2.4) Susceptibilidad a la humedad

b) Para diseño

b.1) Ensayo de módulo resiliente

c) Mecánicos

c.1) Constantes de fatiga

c.2) Parámetros de ahuellamiento

c.3) Ensayo de tracción indirecta

#### **5.3.2.1. Ensayo Marshall**

Fue desarrollado por el US Corp of Engineers. Las dimensiones de la muestra son 4" (10 cm) de diámetro por 2,5" (6,3 cm) de altura. Sobre esta muestra se hace un análisis de densidad-vacíos y estabilidad-flujo. La máxima resistencia que la muestra puede desarrollar a 60°C es la estabilidad Marshall. El movimiento total, medido en 0,25mm de incremento, que ocurre entre carga cero y la carga máxima es el flujo de la mezcla. Se aceptan como mínimo estabilidades de 500 lbs (227 Kg o 2,22 kN). El contenido de vacíos oscila entre 3 a 5%.

#### **5.3.2.2. Ensayo Hveem**

Las dimensiones de la muestra son las mismas. Se usa una célula triaxial especial para medir la resistencia de la mezcla al desplazamiento lateral bajo cargas verticales



a 60°C. Valores de estabilidad entre 30 y 37 dan mezclas satisfactorias. El ensayo de hinchamiento, hecho a temperatura ambiente mide la resistencia a la acción del agua.

El cohesiómetro da un índice de la resistencia a la tracción del concreto asfáltico. La misma muestra del estabilómetro es llevada al cohesiómetro donde es sometida a tracción flexionándola alrededor de su base. Los resultados son expresados en una escala arbitraria donde 0 indica falta de resistencia a tracción y 700 un concreto muy bueno.

### 5.3.2.3. Módulo resiliente diametral

Es un ensayo de carga repetitiva hecho en probetas cilíndricas (forma Marshall). La distribución de tensiones y deformaciones específicas dentro de la probeta es la misma que la desarrollada en el ensayo de tracción indirecta. En este caso, la carga dinámica es aplicada a través de una célula de carga a lo largo del diámetro de la probeta (diám=4" o 10 cm). La muestra es asegurada en un collar y ubicada debajo de la célula de carga. Hay sensores para medir deformaciones horizontales y verticales asegurados contra el collar y haciendo contacto con la muestra (fig. 5.7).

La carga vertical produce deformaciones según el diámetro horizontal, las que son medidas por transductores. La frecuencia de la aplicación de la carga varía entre 0,3 y 1,0 Hz. Las cargas mantienen la muestra dentro del régimen elástico con un intervalo de descanso entre cargas para permitir una recuperación de creep.

El módulo resiliente es:

$$M_R = \frac{P(\mu + 0,2734)}{\Delta h t} \quad (5.12)$$

donde:

$M_R$  = módulo resiliente (psi)

$P$  = carga dinámica lb

$\mu$  = coeficiente de Poisson = 0,35

$\Delta h$  = deformación total en pulg.

$t$  = espesor probeta, en pulg

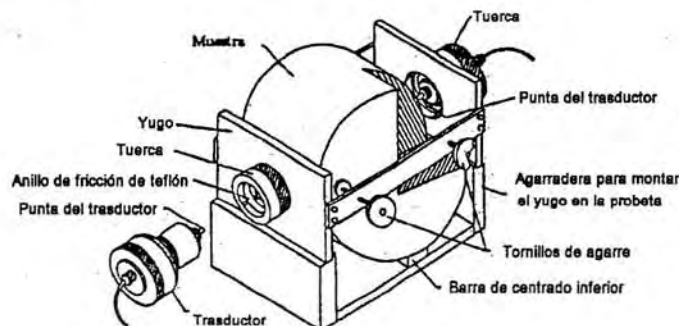


Fig.5.7. Disposición de transductores para medir el módulo resiliente

El módulo resiliente del concreto asfáltico depende de la temperatura.

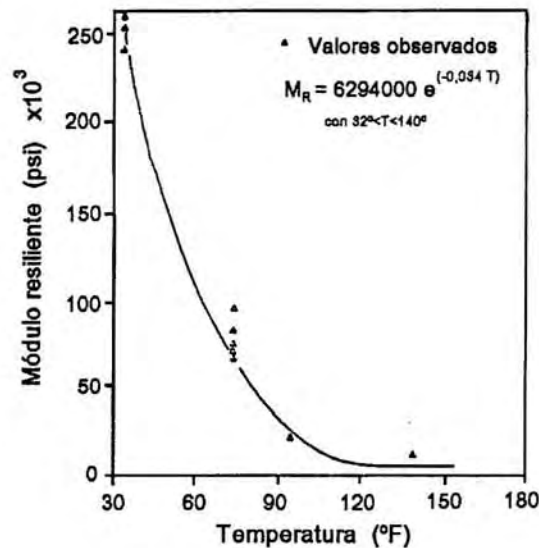


Fig. 5.8. Variación del módulo resiliente con la temperatura

#### 5.3.2.4. Módulo dinámico de rigidez (stiffness)

Este es obtenido mediante ensayos dinámicos cíclicos de flexión. La carga aplicada es pulsante con una duración de 0,1 seg y un período de reposo de 0,4 seg. La rigidez a flexión (flexural stiffness), calculada luego de 200 repeticiones es:

$$E_0 = P a \frac{(3L^2 - 4a^2)}{48 I \Delta} \quad (5.13)$$

siendo:

P=carga dinámica

a=(L-4)/2

L=luz de la viga (probeta)

Δ=centro dinámico de deflexión

#### 5.3.2.5. Resistencia a la tracción indirecta

Se determina en las probetas Marshall (4"x2,5" o 10cm x 6,3cm) de la misma forma que para probetas de hormigón. La carga es aplicada a una velocidad de 51 mm/min a una temperatura standard de 22°C.

Estudios recientes de investigación han demostrado que los coeficientes de fatiga pueden ser calculados a partir de datos de ensayos de tracción indirecta. Maupin (1976) demostró que las características de fatiga de concretos asfálticos densos responden a estas expresiones:

Para deformación constante:  $N_f = K_2 (1/e)^n \quad (5.14)$

donde:

$N_f$ =número de cargas para reducir el módulo dinámico de rigidez en 1/3

$e$ =deformación radial específica en la capa asfáltica

$$K_2 = 10^{(7,92 - 0,0122 S_{it})}$$

$$n = 0,0374 S_{it} - 0,744$$

$S_{it}$ =resistencia a la tracción indirecta, en psi

$$\text{Para tensiones constantes: } N_f = K_1 (1/S)^n \quad (5.15)$$

donde:

$N_f$ =número de cargas para provocar el colapso de la muestra

$S$ =tensión radial aplicada a la capa asfáltica

$$n = 11,6 - 0,000396 E_{it}$$

$E_{it}$ =stiffness al 75% de la deformación de rotura, en psi

$$K_1 = e^{(n \ln(12,6 S_{it} - 558))}$$

$S_{it}$ =resistencia a la tracción indirecta, en psi

La representación de datos de fatiga a deformación constante es la más usada. El ensayo a tensión constante es más útil para testear y diseñar pavimentos más gruesos.

La fisuración por fatiga es una de las dos mayores causas de fallas en pavimentos asfálticos. La falla consiste en la formación progresiva de fisuras bajo cargas repetitivas. Cuando se incrementa el número de cargas, la fisura se propaga a través de la capa de pavimento y eventualmente aparece una fisura visible en la superficie del pavimento. Una falla por fatiga generalmente está definida como el punto en el cual un porcentaje dado de la superficie del pavimento se cubre con fisuras por fatiga.

Hay muchos métodos para determinar las propiedades de fatiga en mezclas bituminosas. Una de ellas es la carga al tercio en vigas de concreto asfáltico. Las muestras son vigas prismáticas de concreto asfáltico de 3x3x15" (7,5x7,5x38cm) y cargadas con solicitaciones pulsantes de 0,1 seg de duración con 0,4 seg de descanso.

La relación es del tipo:

$$N_f = K_1 (1/e)^{K_2} \quad (5.16)$$

donde:

$N_f$ =número de repeticiones hasta la falla

$e$ =deformación inicial luego de las primeras 200 repeticiones

$K_1, K_2$ =coeficientes de regresión

$K_1$  y  $K_2$  dependen de la naturaleza de la muestra, del tipo de cemento asfáltico y de la temperatura de ensayo.

El ensayo de fatiga puede hacerse en probetas Marshall (4"x2,5" o 10cm x 6,3cm) obtenidas por moldeo en laboratorio o extraídas de pavimentos existentes. El ensayo es muy similar al del módulo resiliente. En este caso la fatiga se define como el número total de ciclos al cual la muestra se parte en dos mitades o al número de ciclos para producir un decremento en el módulo resiliente en un 50%.

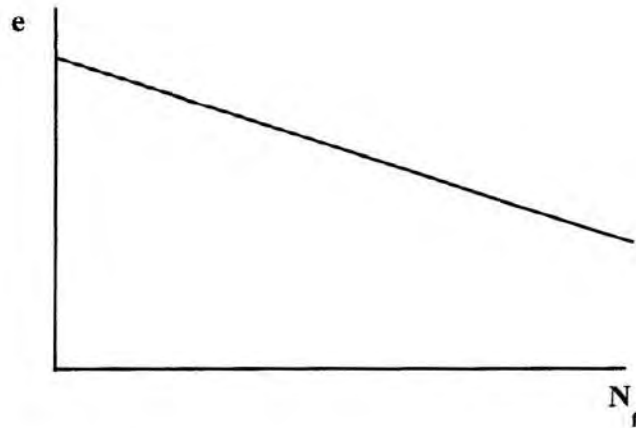


Fig. 5.9.Relación entre repeticiones de cargas y deformación

El problema de la fisuración por fatiga fue estudiado por numerosos investigadores, tanto en laboratorio como in situ. Los resultados demuestran la linealidad existente en diagramas log-log. Así la ecuación AASHTO/ARE es:

$$N_f = 9,73 \times 10^{-15} (e_R)^{-5,16} \quad (5.17)$$

donde:

$N_f$  = número de repeticiones de cargas

$e_R$  = máxima deformación radial específica en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico

Este modelo fue desarrollado usando teorías elásticas lineales multicapa con dos cargas circulares para representar una rueda dual. Los módulos de capa fueron determinados a partir de ensayos de laboratorio en probetas con presiones de confinamiento correspondientes a las esperadas en una estructura de pavimento, pero consideradas como independientes de las tensiones en el análisis de regresión lineal.

#### 5.3.2.6. Ahuellamiento

Es la acumulación gradual de deformación permanente en las capas del pavimento. La expresión que da el número de repeticiones de cargas hasta producir la rotura por ahuellamiento es:

$$N_f = 1,365 \times 10^{-9} (e_v)^{-4,477} \quad (5.18)$$

donde:

$N_f$  = número de repeticiones de carga

$e_v$  = deformación vertical máxima en el extremo superior de la subrasante

Este procedimiento limita la deformación vertical en el extremo superior de la subrasante a un valor que no sobresolicite al suelo, pero no provee ningún diseño para las capas superiores. Por lo tanto las especificaciones de los materiales deben ser cuidadosamente controladas para asegurar el mínimo de deformaciones.

### **5.3.3.Características térmicas y de humedad**

Las características térmicas de los pavimentos asfálticos no son las mismas que las de los pavimentos de hormigón, por ejemplo no hay alabeos por gradientes de temperatura, pero una reducción de la misma produce fisuras. En climas fríos es común ver fisuras transversales en pavimentos de concreto asfáltico.

#### **5.3.3.1.Desprendimientos y peladuras**

Los desprendimientos consisten en la pérdida de agregados de la superficie y las peladuras en la pérdida de asfalto en la superficie. Estos fenómenos indican que hay una adherencia asfalto-agregado insuficiente y traen como consecuencia una reducción del módulo, resistencia a la tracción y capacidad de carga. Hay aditivos que permiten evitar este problema. Consisten en compuestos orgánicos que alteran la química del asfalto-agregado para resistir mejor la penetración de humedad en la interfase. La cal, que puede ser usada como filler, mejora la resistencia a los fenómenos de desprendimientos y peladuras.

#### **5.3.4.Coeficientes estructurales o de capa**

Estos coeficientes son una medida de la capacidad relativa de cada capa como componente estructural de un pavimento, aunque directamente no sean un índice de la resistencia del material. No obstante ello, estos coeficientes están correlacionados con distintos parámetros resistentes.

En la fig. 5.10 hay un ábaco, válido para capas de concreto asfáltico, donde estos coeficientes "a" están en función de la estabilidad Marshall, del cohesiómetro de Hveem y del módulo resiliente. Este ábaco es nuevo y no está en el Manual AASHTO-86.

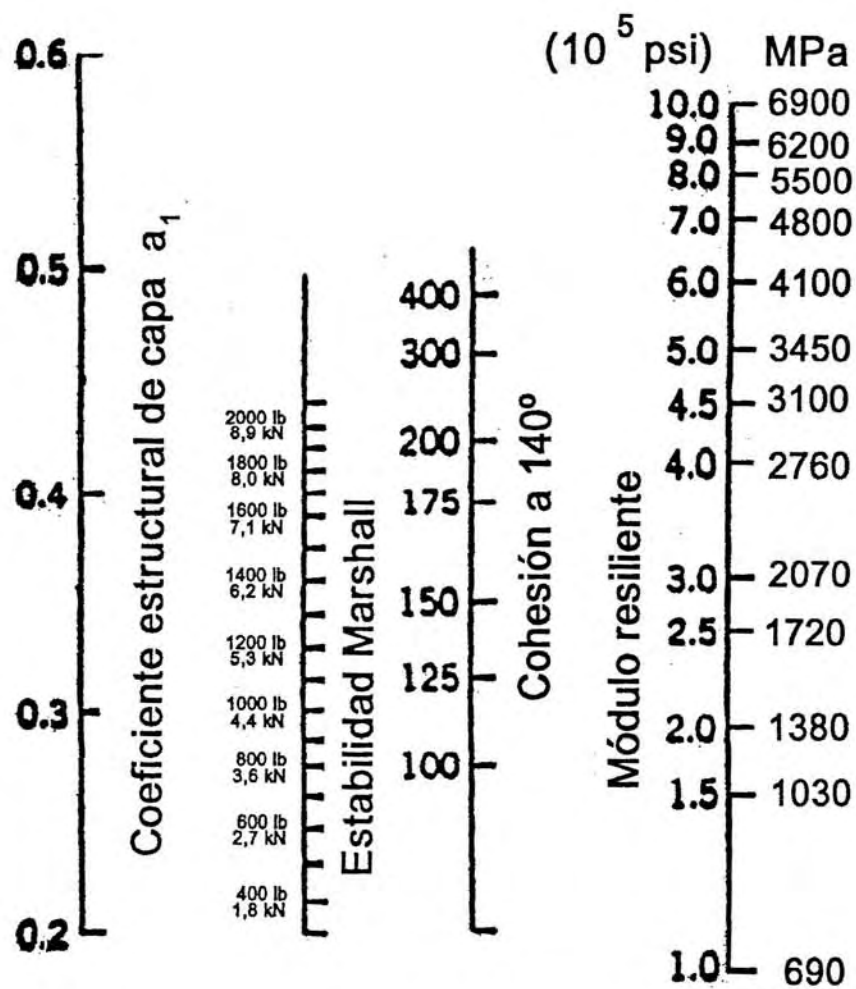


Fig.5.10. Coeficientes estructurales para capas asfálticas relacionados con varios ensayos

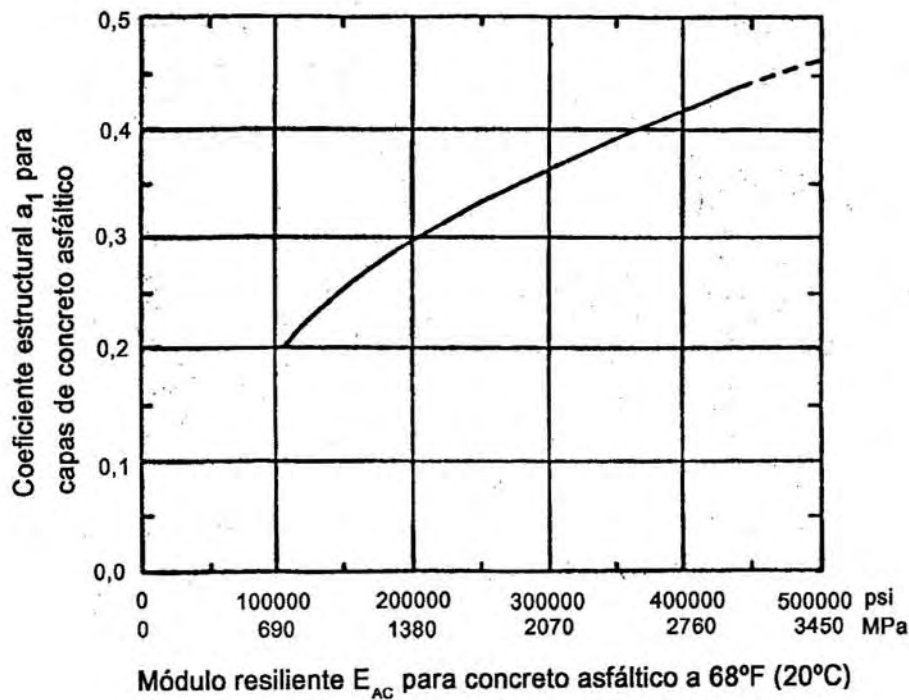


Fig.5.11. Gráfico para determinar el coeficiente estructural de capas asfálticas en función del módulo resiliente

## 5.4.Bases

Las características de los materiales para base o sub base varían si éstas son no ligadas, como las bases granulares, o si éstas están ligadas con asfalto o con cemento.

### 5.4.1.Mezclas de agregados de suelos

Los parámetros de diseño para mezclas de agregados son: resistencia, módulo resiliente y requerimientos de permeabilidad.



#### 5.4.1.1. Resistencia

La estabilidad de una mezcla de agregados depende de su granulometría, densidad relativa, fricción interna y cohesión. Una base granular o una sub base se diseñan para una máxima estabilidad y un alto ángulo de fricción interna. La granulometría y el contacto entre partículas provee la resistencia al corte necesaria. La resistencia de materiales no ligados está expresada en función del CBR, ensayos triaxiales o ensayos R (Hveem).

Tabla 5.2  
CBR y requerimientos para sub base

	Máximo CBR de diseño	Tamaño de agregado máximo	Pasa Valor	tamiz máximo	LL	IP
			2.0 mm N°10	0.075 mm N°200		
	%	mm	%	%	%	%
Sub base	50	76(3")	50	15	25	5
Sub base	40	76(3")	80	15	25	5
Sub base	30	76(3")	100	15	25	5
S selecc	20	76(3")	----	25	25	12

Tabla 5.3  
CBR y requerimientos para base

Base tipo	CBR diseño	Base tipo	CBR diseño
	%		%
Piedra partida bien graduada	100	Bases bituminosas intermedias y superficiales en caliente	100
Macadam c/agua	100	Roca caliza	80-100
Macadam seco	100	Estabilizado granular	80

Para un diseño, el valor de CBR de bases granulares está relacionado con el CBR de las capas inferiores por esta expresión:

$$CBR_{base} = F CBR_{sub base} \quad (5.19)$$

$$CBR_{sub base} = F CBR_{subrasante}$$

Los valores de F se obtienen de fig. 5.12. Por ejemplo para un módulo resiliente del concreto asfáltico de 400000 psi:

Subrasante	CBR=10%	F=2,3
Sub base	CBR=2,3x10=23%	
Base	CBR=2,3x23=53%	

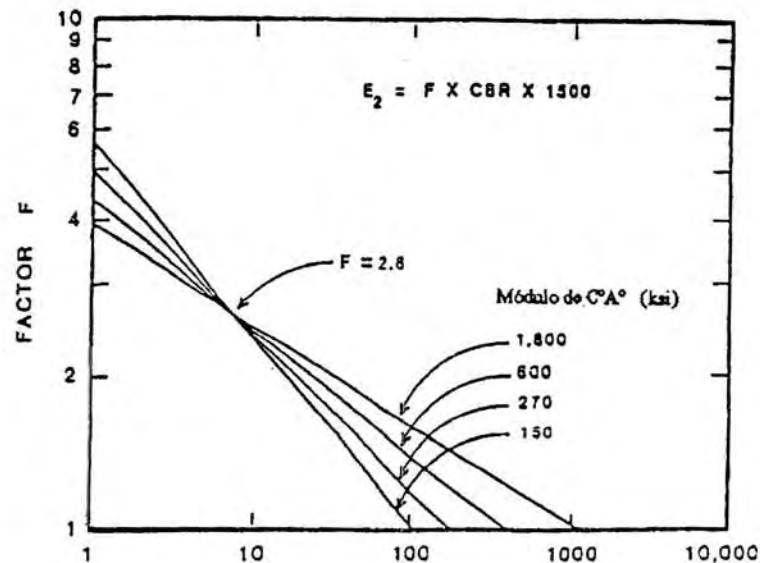


Fig.5.12. Valores de F para diseño de bases y sub bases

#### 5.4.1.2.Módulo resiliente

Este parámetro depende de las tensiones aplicadas y responde a esta expresión:

$$M_R = K_1(\theta_3)^{K_2} \quad (5.20)$$

siendo:

$\theta_3$ =presión de confinamiento= $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

$K_1, K_2$ =coeficientes de regresión

Los valores más comunes de  $K_1$  y  $K_2$  son 9600 y 0,55 respectivamente. Para valores típicos de presión de confinamiento de 34 kPa (5psi), el valor del módulo resiliente es de 23625 psi (163 MPa). Para valores de presiones de confinamiento de 345 kPa (50 psi), el módulo resiliente es de 82550 psi (580 MPa).

El módulo de la base depende del soporte brindado por la subrasante. Con esta expresión se puede calcular un módulo medio:

$$E_{base} = K E_{subrasante} \quad (5.21)$$

K es un coeficiente que es función del  $E_{subrasante}$

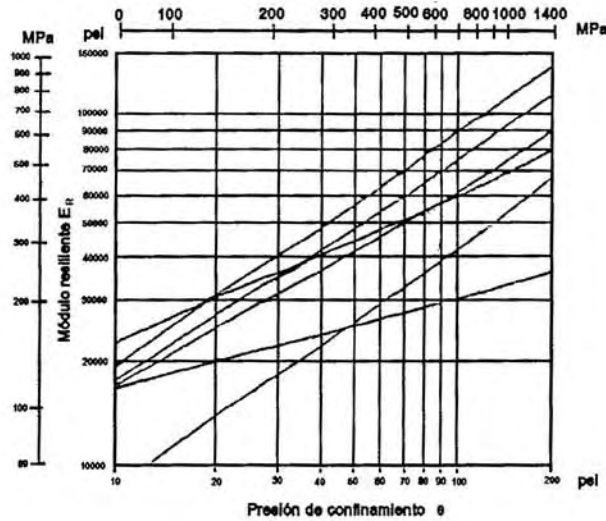


Fig. 5.13. Módulo resiliente para bases granulares con más del 5% de finos

Tabla 5.4  
Valores de K en función del  $E_{subrasante}$

K	$E_{subrasante}$ MPa(psi)
3.5-4.8	21 (3000)
2.4-2.7	41 (6000)
1.8-1.9	83 (12000)
1.6-1.8	138 (20000)
1.5-1.7	207 (30000)

Además el módulo está relacionado con el CBR. En la fig. 5.14 está indicada la relación entre  $M_R$  y CBR.

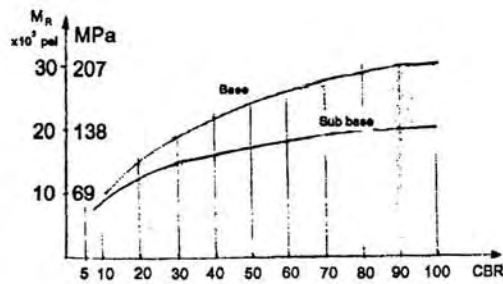


Fig. 5.14. Relación entre  $M_R$  y CBR para base y sub base

#### 5.4.2. Bases tratadas con cemento

Pueden ser usadas bajo pavimentos de hormigón para proveer buen soporte estructural, resistir o minimizar el bombeo y minimizar los efectos de humedad y ciclos de congelación y deshielo. Este tipo de base puede usarse para pavimentos de concreto asfáltico, pero las fisuras por retracción desarrolladas por las bases tratadas con cemento se pueden reflejar en superficie.

El diseño de una base tratada con cemento se hace en base a requerimientos de resistencia a las cargas de tránsito y a ciclos de congelación y deshielo. Esta última se mide por el porcentaje de pérdida de peso de la muestra luego de 12 ciclos de congelamiento a  $-8^{\circ}\text{C}$  y deshielo por un día. El criterio de resistencia mecánica es expresado como la mínima resistencia a la compresión simple a los 7 días. Esto está dado en función de la granulometría por el ábaco de fig. 5.15.

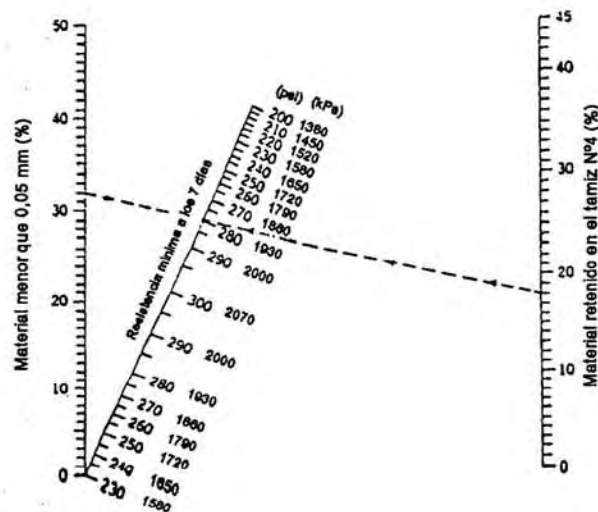


Fig 5.15. Resistencia mínima requerida a la compresión a los 7 días para mezclas de suelo-cemento que contienen material retenido en  $TN^{\circ}4$

La resistencia a la compresión de las bases tratadas con cemento está asociada por la relación de polvo (Ver fig. 5.16) que es:

$$\frac{\% \text{pasa TN}^{\circ}200}{\% \text{pasa TN}^{\circ}30}$$

Estas bases son más rígidas que las bases granulares no tratadas y, en consecuencia, resisten mejor las deformaciones de la losa del pavimento ya que resisten el alabeo térmico, que incluso puede manifestarse en forma de fisuras transversales. Puede, a veces, tener lugar una falla transversal, por lo que es conveniente colocar juntas poco espaciadas y barras pasadoras en pavimentos rígidos sobre bases tratadas con cemento.

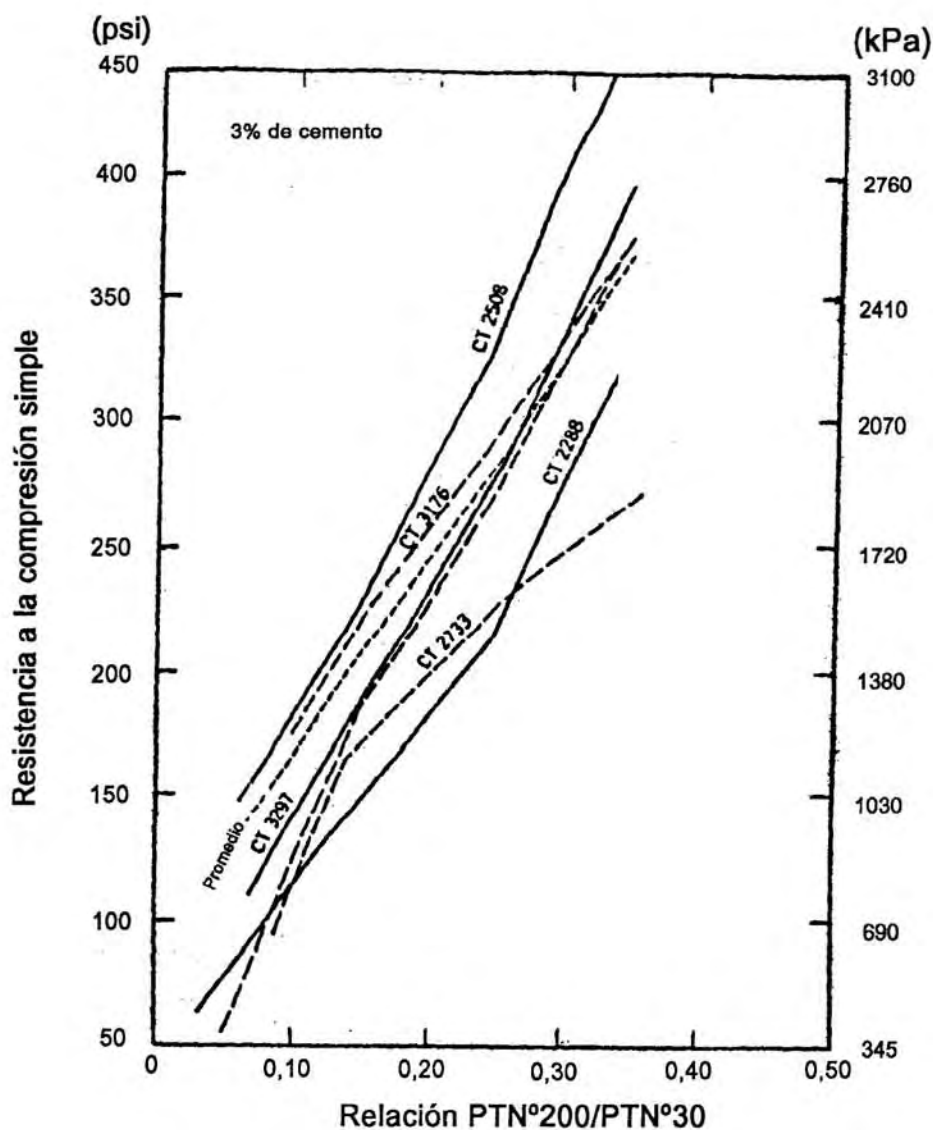


Fig. 5.16.Efecto de la relación de polvo en la resistencia a la compresión de varias bases tratadas con cemento

#### 5.4.2.1. Módulo elástico

Este parámetro depende del tipo de suelo, propiedades y contenido de cemento. El módulo elástico de esta mezcla es independiente de la tensión aplicada dado que estos materiales son linealmente elásticos en el rango de cargas usuales. No obstante, el módulo elástico se puede incrementar en el tiempo debido a reacciones puzolánicas. Los valores más usuales para suelo-cemento varían entre 345 y 13800 MPa, mientras que las bases tratadas con cemento los tienen entre 6700 y 20700 MPa.

#### 5.4.3. Bases tratadas con asfalto

Tienen aplicación en todo tipo de pavimentos. Estos materiales se diseñan para incrementar la resistencia estructural, mejorar la resistencia al bombeo y mejorar las condiciones de drenaje. Las bases permeables tratadas con asfalto dan excelentes propiedades drenantes. Los criterios para diseño de este tipo de materiales son los mismos que para concreto asfáltico.

Cuando se utilizan bajo un pavimento de hormigón se deben hacer las mismas consideraciones que para una base tratada con cemento. La rigidez de la base tratada con asfalto puede incrementar las tensiones de alabeo en la losa, por lo que deben usarse juntas bien próximas. Además en casos de erosión de bases tratadas con asfalto pueden esperarse fallas en las juntas.

Las bases tratadas con asfalto pueden hacerse con asfaltos emulsionados. El módulo resiliente de este tipo de mezclas está comprendido entre el correspondiente a una base granular y el de un concreto asfáltico, variando entre 550 y 3450 MPa (80000 a 500000 psi). Para estimar el módulo resiliente de estas mezclas se usa esta expresión:

$$\ln(M_R \times 10^3) = 0,04\gamma + 2,46(SF) - 0,015(Pen) - 1,13 \quad (5.22)$$

donde:

$\gamma$  = densidad (lb/pie<sup>3</sup>)

SF = fracción de arena (material entre tamiz N°40 y tamiz N°200)

Pen = penetración del asfalto a 25°C (77°F)

Para una mezcla con el 40% de arena (SF=0,4), una densidad  $\gamma=2240\text{Kg/m}^3$  (140 pci) y una penetración para el asfalto Pen=20, el  $M_R$  aplicando la fórmula citada es:

$$0,04 \times 140 + 2,46 \times 0,40 - 0,015 \times 20 - 1,13 = 5,154 \quad M_R \times 10^3 = e^{5,154} \text{ y } M_R = 173000 \text{ psi}$$

#### 5.4.4. Coeficientes estructurales o de capa

Son coeficientes que están relacionados con parámetros resistentes de bases granulares, sub bases granulares, bases tratadas con asfalto y bases tratadas con cemento. En base a los mismos se puede proceder al diseño de un paquete estructural para un pavimento flexible. Estos coeficientes no se usan para el diseño de pavimentos rígidos. En este caso se

obtiene un valor soporte combinado de sub base y subrasante para determinar el espesor necesario de losa de hormigón.

En las figs. 5.17, 5.18, 5.19 y 5.20 se muestran ábacos para determinar los coeficientes estructurales para bases granulares, sub bases granulares, bases tratadas con cemento y bases tratadas con asfalto.

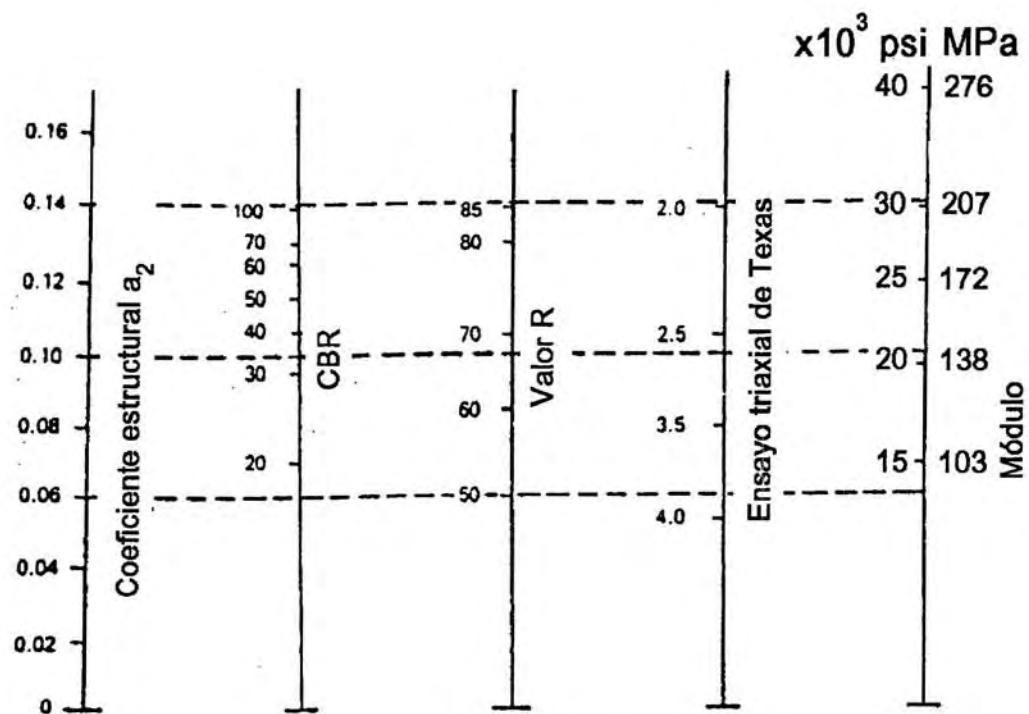


Fig.5.17. Relación entre el coeficiente estructural para base granular y distintos parámetros resistentes.



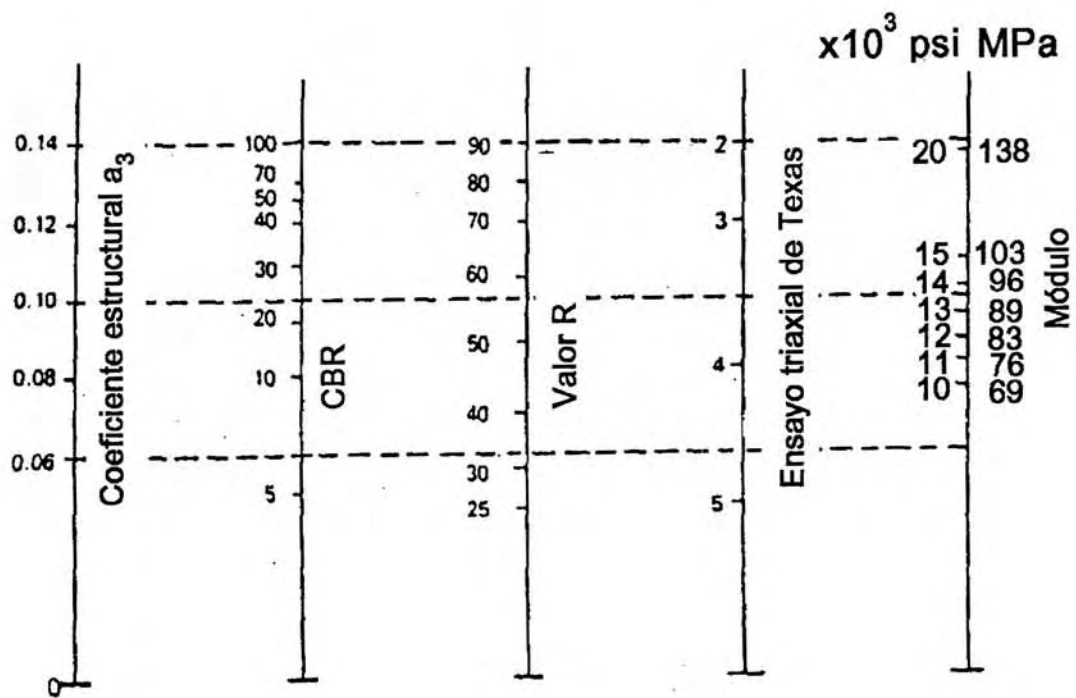


Fig.5.18. Relación entre el coeficiente estructural para sub base granular y distintos parámetros resistentes.

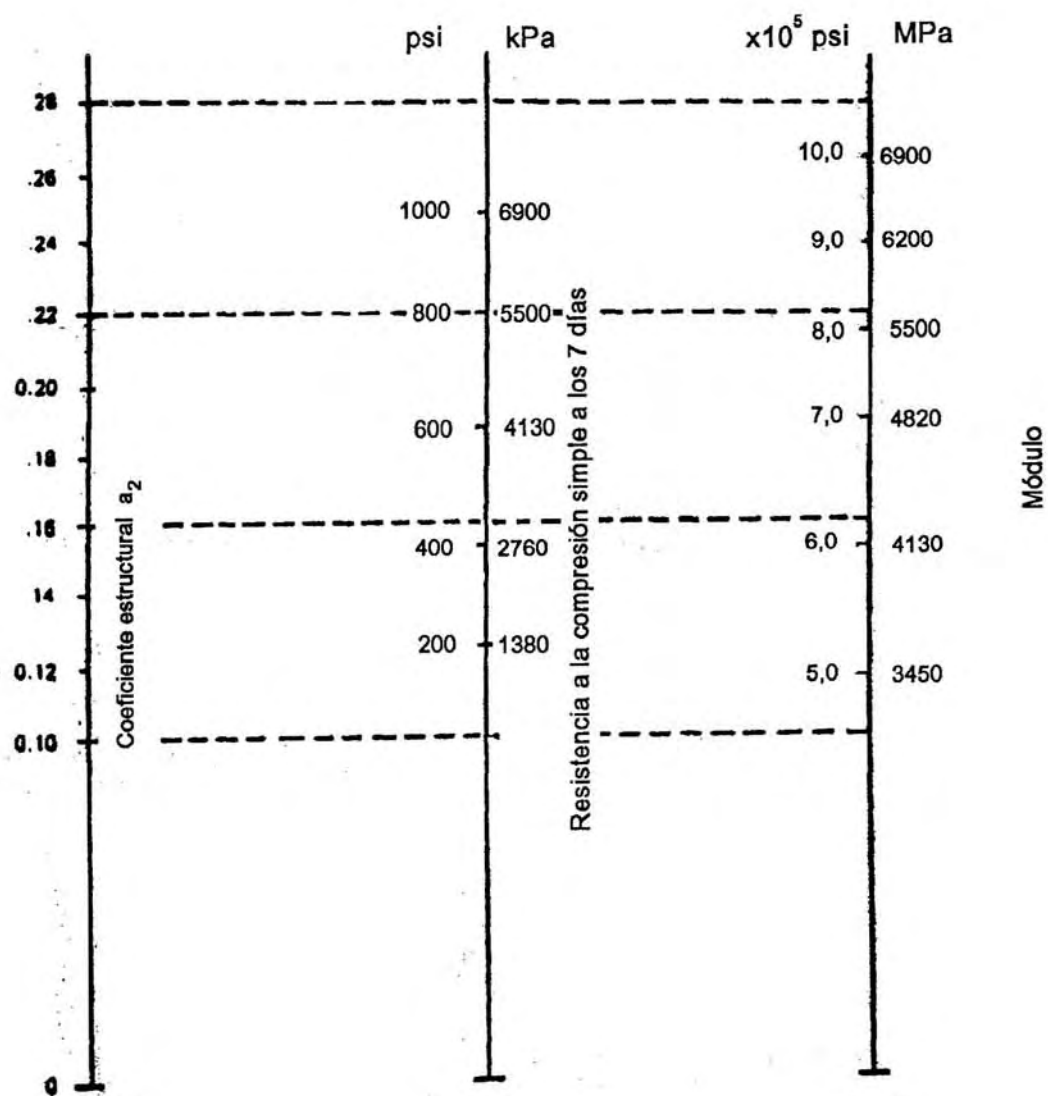


Fig.5.19. Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con cemento y distintos parámetros resistentes.

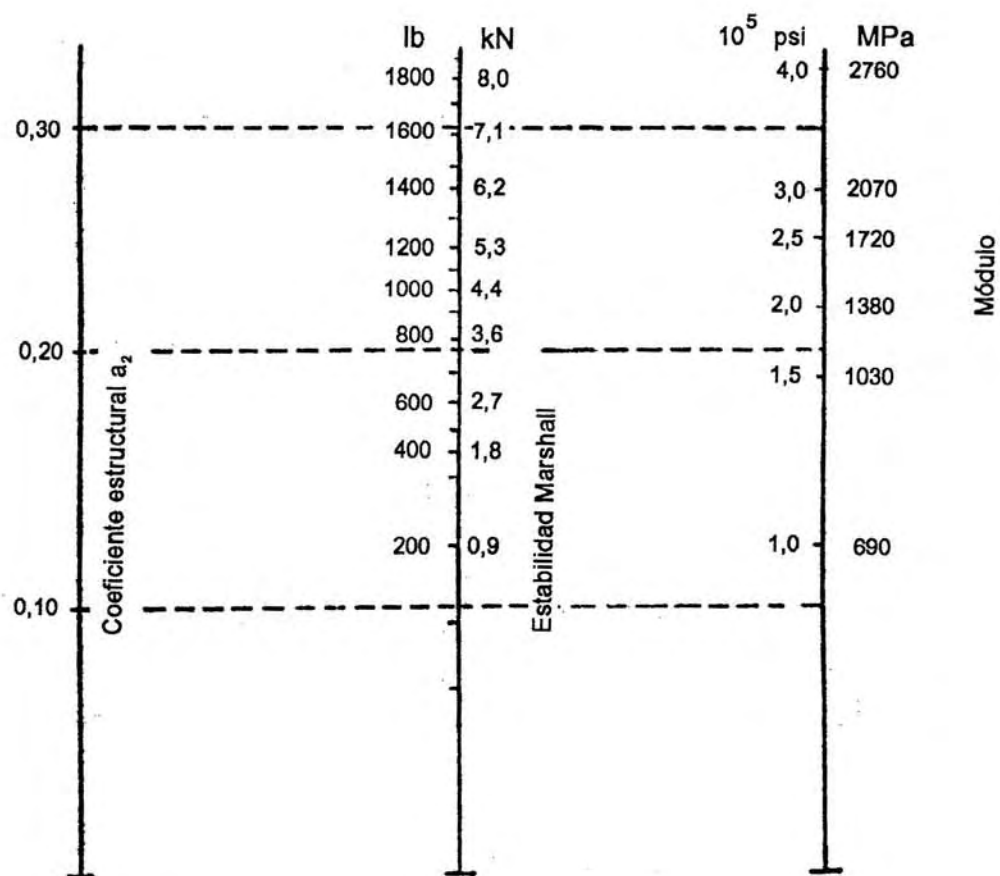


Fig.5.20. Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con asfalto y distintos parámetros resistentes.

### 5.4.5.Bases permeables

Son bases con alto grado de permeabilidad (mayor de 305m/día o 0,35 cm/seg) que permiten que el agua que penetra en el pavimento pueda drenar rápidamente. Estas bases pueden ser tratadas o no tratadas. En el caso de bases tratadas, éstas pueden ser con cemento o con asfalto. El cemento se agrega en una cantidad de 80 a 170 Kg/m<sup>3</sup> y el asfalto entre un 2,0 y 2,5% en peso. Las bases tratadas deben tener suficiente ligante como para mantener el material y brindar estabilidad. En ambos casos debe usarse material de filtro para evitar que esta base drenante se contamine con finos provenientes de la subrasante.

El espesor mínimo para bases granulares drenantes es 4" (10 cm). Este espesor debe ser suficiente para permitir que el agua vaya hacia drenes colectores laterales. Esta base permeable se debe extender entre 0,30 y 1,00 m afuera del borde del pavimento para proveer una superficie estable para la pavimentadora.

Tabla 5.5  
Condiciones que debe cumplir una base drenante

Tamiz	No tratada	Tratada				
		Nº57	California	California	Wisconsin	Nueva Jersey
1.5"	100	100	---	100	---	---
1.0"	95-100	95-100	100	86-100	---	100
3/4"	---	---	90-100	X+/-22	90-100	95-100
1/2"	60-80	25-60	35-65	---	---	85-100
3/8"	---	---	20-45	X+/-22	20-55	60-90
Nº4	40-55	0-10	0-10	0-18	0-10	15-25
Nº8	5-25	0-5	0-5	0-7	0-5	2-10
Nº10	---	---	---	---	0-5	---
Nº16	0-8	---	---	---	---	2-5
Nº50	0-3	---	---	---	---	---
Nº200	---	0-2	0-2	---	---	---

X=valor propuesto por el contratista

# CAPITULO 6

## Conceptos de confiabilidad

### 6.1.Introducción

La variabilidad es uno de los conceptos que más debe tener en cuenta el ingeniero proyectista de pavimentos. Todo está relacionado con la variabilidad en un pavimento: su diseño, construcción, rendimiento, mantenimiento y rehabilitación.

En esta sección se hará una breve reseña de conceptos estadísticos, con algunos ejemplos para ver cómo la variabilidad afecta el diseño de un pavimento.

### 6.2.Conceptos básicos de variabilidad

#### 6.2.1.Valor medio, rango, desvío standard y coeficiente de variación

En el método AASHTO se usan como variables de entrada los módulos resilientes de la subrasante y de las distintas capas que forman el paquete estructural, coeficientes de drenaje, datos de tránsito, etc. que son variables que pueden variar, cada una de ellas, en un amplio rango. Es por esta razón que el ingeniero debe conocer los conceptos estadísticos más elementales para poder manejar estas variables en forma correcta.

La media o valor medio es el promedio aritmético de todas las observaciones medidas. Se lo obtiene sumando los valores de cada una de las observaciones y dividiendo el resultado por el número N de observaciones.

El rango es la diferencia entre el valor más alto de una dada observación y el valor más bajo. Nos da una idea de la exactitud de los datos.

El desvío standard es una medida del desvío de los datos con respecto al valor medio. Cuanto menor sea el desvío standard, los datos medidos estarán más próximos al valor medio. Por ejemplo, para la longitud de barras pasadoras en juntas de un pavimento de hormigón es de esperar un desvío standard muy pequeño, sobre todo si ha habido un buen control en el corte de las barras. Por el contrario, para las máximas temperaturas en un mes es de esperar un gran desvío standard.

El coeficiente de variación es la relación entre el desvío standard y el valor medio.

Para fijar mejor los conceptos se usará este ejemplo. Sea una sección de un pavimento de hormigón de 7,3 m de ancho por 305 m de largo, hormigonado el mismo día, de donde se extrajeron 5 probetas para hacer ensayos de compresión simple que arrojaron como resultados:

Muestra	$f_c$ (MPa)
1	20,86
2	30,95
3	25,07
4	17,93
5	26,93

$$\text{Valor medio } f_c = \sum \frac{f_{ci}}{N} = \frac{20,86+30,95+25,07+17,93+26,93}{5} = 24,35 \text{ MPa} \quad (6.1)$$

$$\text{Rango } R = f_{c\max} - f_{c\min} = 30,95 - 17,93 = 13,02 \text{ MPa} \quad (6.2)$$

$$\text{Desvío standard } SD_{fc} = \sqrt{\frac{\sum f_{ci}^2 - (\sum f_{ci})^2 / N}{N-1}}^{0,5} \quad (6.3)$$

$$SD_{fc} = \sqrt{\frac{20,86^2 + 30,95^2 + 25,07^2 + 17,93^2 + 26,93^2 - (20,86+30,95+25,07+17,93+26,93)^2 / 5}{5-1}}^{0,5} = 5,10 \text{ MPa}$$

$$\text{Coeficiente de variación } COV_{fc} = \frac{SD}{Media} = \frac{5,10}{24,35} \times 100 = 21\% \quad (6.4)$$

Si existe un buen control de calidad en el caso de hormigones, el coeficiente de variación será del 15%. Si el control es pobre, este valor puede ascender al 20% o más. Estos coeficientes varían de acuerdo al material y a la variable a analizar. Por ejemplo, los espesores de losa varían muy poco, un 3%.

### 6.2.2. Muestra versus variación

Es necesario tener en cuenta que la media o el desvío standard de sólo 5 muestras representan sólo una muestra estimada del verdadero valor medio de la sección del pavimento a estudiar. El valor verdadero de la media y el desvío standard de la población sólo puede ser obtenido extrayendo muchísimas muestras para ensayar y esto es poco práctico. Podemos concluir que cuanto mayor sea el número de muestras estudiadas de una dada población, mejor serán los resultados.

### 6.2.3. Distribución de variación

Para el ejemplo antes citado se han graficado en el histograma de fig. 6.1.a los resultados obtenidos. Un histograma con un número tan reducido de muestras (5) no dice nada. En cambio, si se ensayan 100 muestras, el histograma tendrá una distribución como la de la fig. 6.1.b. En este caso ya puede observarse como es la tendencia de la distribución. Por último, si se ensayan muchísimas muestras, su histograma será como el de la fig. 6.1.c. A este tipo de distribución se la llama distribución "normal".

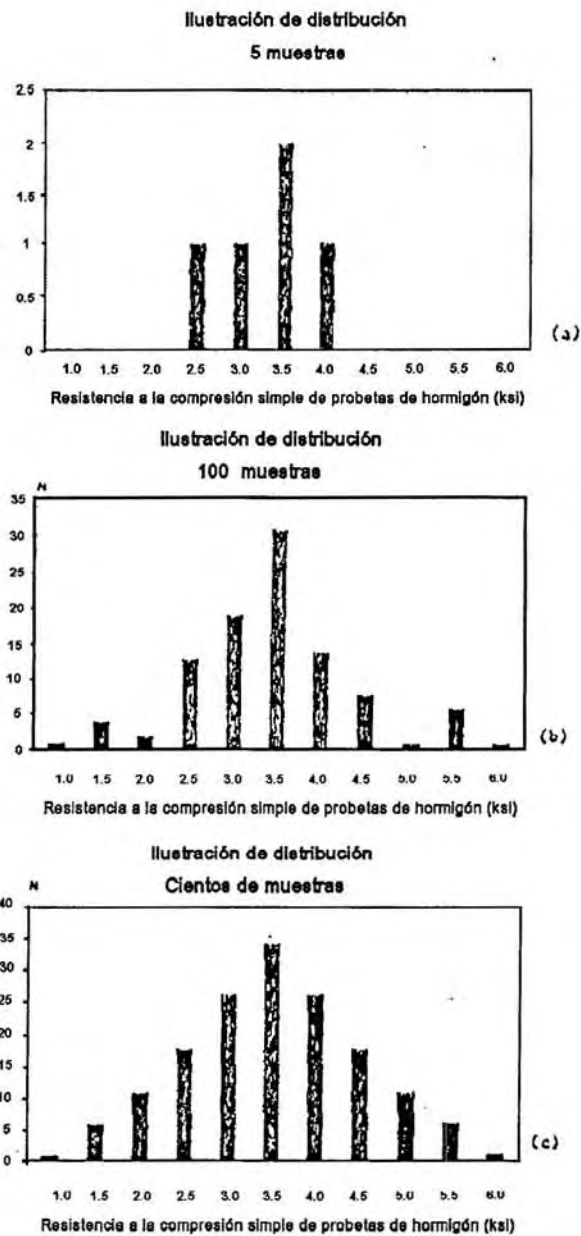


Fig.6.1. Ejemplos de distribuciones estadísticas

La distribución normal es muy útil en trabajos de control de calidad o para estudiar los efectos de la variabilidad en el rendimiento y diseño de pavimentos y otras estructuras. Hay también otro tipo de distribuciones: log normal, gamma, uniforme, beta, etc.

La curva de distribución normal tiene forma de campana, y esta forma depende de dos parámetros, la media y el desvío standard. A mayor desvío standard, más aplanada será la curva (mayor rango y mayor coeficiente de variación).



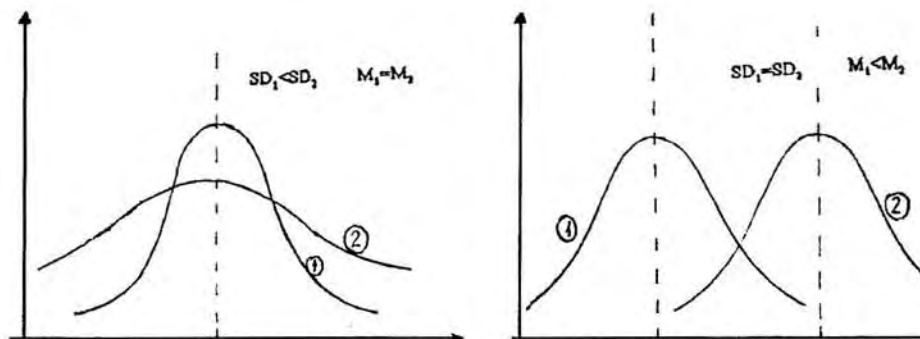


Fig. 6.2. Distintos casos de distribuciones normales

En el diseño de pavimentos las distribuciones más usadas son la normal y la log normal.

Las curvas de distribución pueden ser estandarizadas y de esta manera poder conocer por ejemplo la probabilidad de que una variable sea mayor o menor que un valor determinado. En una curva estandarizada el valor medio es 0 y el desvío standard es 1. El área bajo la curva entre  $-\infty$  y  $+\infty$  vale 1 y se han hecho tablas que indican el área bajo la curva hasta un dado valor (Ver tabla 6.1)

En nuestro ejemplo, se nos plantea la necesidad de saber cuál es la probabilidad de que el hormigón tenga una resistencia a la compresión simple menor de 17,24 MPa.

$$\text{El valor } z = \frac{x - \text{MEDIA}}{\text{SD}} = \frac{17,24 - 24,35}{5,10} = -1,39 \quad (6.5)$$

Despreciando el signo negativo y entrando en tabla 6.1 para  $z = -1,39$  se obtiene un área de 0,9177, que es la probabilidad de que la resistencia sea mayor que 17,24 MPa. La probabilidad de que la resistencia sea menor que este valor es el complemento a 1 (fig. 6.3), o sea:  $P(f_c < 17,24 \text{ MPa}) = 1 - 0,9177 = 0,0823 = 8,23\%$

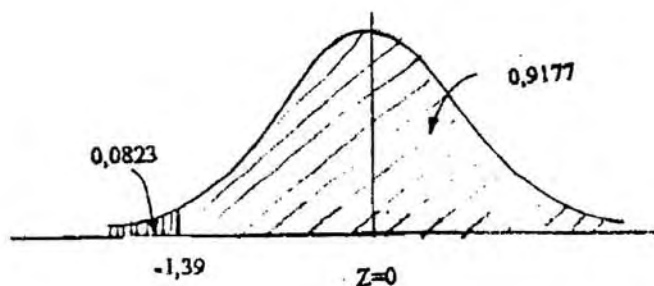


Fig. 6.3. Areas bajo la curva de distribución

Tabla 6.1.  
Áreas bajo una curva de distribución normal (Ang y Tang, 1975)

Z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	.5000	.5040	.5080	.5120	.5160	.5199	.5239	.5279	.5319	.5359
0.1	.5398	.5438	.5478	.5517	.5557	.5596	.5636	.5675	.5714	.5753
0.2	.5793	.5832	.5871	.5910	.5948	.5987	.6026	.6064	.6103	.6141
0.3	.6179	.6217	.6255	.6293	.6331	.6368	.6406	.6443	.6480	.6517
0.4	.6554	.6591	.6628	.6664	.6700	.6736	.6772	.6808	.6844	.6879
0.5	.6915	.6950	.6985	.7019	.7054	.7088	.7123	.7157	.7190	.7224
0.6	.7257	.7291	.7324	.7357	.7389	.7422	.7454	.7486	.7517	.7549
0.7	.7580	.7611	.7642	.7673	.7704	.7734	.7764	.7794	.7823	.7852
0.8	.7881	.7910	.7939	.7967	.7995	.8023	.8051	.8078	.8106	.8133
0.9	.8159	.8186	.8212	.8238	.8264	.8289	.8315	.8340	.8365	.8389
1.0	.8413	.8438	.8461	.8485	.8508	.8531	.8554	.8577	.8599	.8621
1.1	.8643	.8665	.8686	.8708	.8729	.8749	.8770	.8790	.8810	.8830
1.2	.8849	.8869	.8888	.8907	.8925	.8944	.8962	.8980	.8997	.9015
1.3	.9032	.9049	.9066	.9082	.9099	.9115	.9131	.9147	.9162	.9177
1.4	.9192	.9207	.9222	.9236	.9251	.9265	.9279	.9292	.9306	.9319
1.5	.9332	.9345	.9357	.9370	.9382	.9394	.9406	.9418	.9429	.9441
1.6	.9452	.9463	.9474	.9484	.9495	.9505	.9515	.9525	.9535	.9545
1.7	.9554	.9564	.9573	.9582	.9591	.9599	.9608	.9616	.9625	.9633
1.8	.9641	.9649	.9656	.9664	.9671	.9678	.9686	.9693	.9699	.9706
1.9	.9713	.9719	.9725	.9732	.9738	.9744	.9750	.9756	.9761	.9767
2.0	.9772	.9778	.9783	.9788	.9793	.9798	.9803	.9808	.9812	.9817
2.1	.9821	.9826	.9830	.9834	.9838	.9842	.9846	.9850	.9854	.9857
2.2	.9861	.9864	.9868	.9871	.9875	.9878	.9881	.9884	.9887	.9890
2.3	.9893	.9896	.9898	.9901	.9904	.9906	.9909	.9911	.9913	.9916
2.4	.9918	.9920	.9922	.9925	.9927	.9929	.9931	.9932	.9934	.9936
2.5	.9938	.9940	.9941	.9943	.9945	.9946	.9948	.9949	.9951	.9952
2.6	.9953	.9955	.9956	.9957	.9959	.9960	.9961	.9962	.9963	.9964
2.7	.9965	.9966	.9967	.9968	.9969	.9970	.9971	.9972	.9973	.9974
2.8	.9974	.9975	.9976	.9977	.9977	.9978	.9979	.9979	.9980	.9981
2.9	.9981	.9982	.9982	.9983	.9984	.9984	.9985	.9985	.9986	.9986
3.0	.9987	.9987	.9987	.9988	.9988	.9989	.9989	.9989	.9990	.9990
3.1	.9990	.9991	.9991	.9991	.9992	.9992	.9992	.9992	.9993	.9993
3.2	.9993	.9993	.9994	.9994	.9994	.9994	.9994	.9995	.9995	.9995
3.3	.9995	.9995	.9995	.9996	.9996	.9996	.9996	.9996	.9996	.9997
3.4	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9997	.9998

Veamos otro ejemplo: ¿Cuál es la probabilidad de que una sección de un pavimento soporte  $1 \times 10^6$  ESALs? Se supone que el número de ESALs para llevar esta sección a una serviciabilidad final  $p_t=2,5$  es  $3 \times 10^6$ . Como se supone que la distribución del número de ejes que hacen fallar el pavimento es log normal, se tiene:

$$z = \frac{\log 1 \times 10^6 - \log 3 \times 10^6}{0,45} = \frac{6 - 6,4771}{0,45} = -1,06 \quad SD=0,45$$

Para  $z=1,06$  según tabla 6.1 la probabilidad de que el pavimento resista más de  $1 \times 10^6$  ESALs es 0,8554. La probabilidad de que resista menos de  $1 \times 10^6$  es:

$$P(\text{ESALs} < 1 \times 10^6) = 1 - 0,8554 = 0,1446 = 14,46\%$$

## 6.3. Ejemplos de variabilidad

Hay muchas fuentes de variabilidad en el diseño, construcción y comportamiento de pavimentos. He aquí algunos ejemplos:

### 6.3.1. Variabilidad en el diseño

El proyectista debe tener en cuenta ciertas variables de entrada en el diseño de un pavimento como por ejemplo: cargas de tránsito futuras, condiciones climáticas futuras, propiedades de materiales y propiedades de la subrasante. Los valores reales de estas variables cuando el camino esté en funcionamiento pueden diferir mucho de las consideradas en el diseño.

Por ejemplo, analicemos los valores del ensayo R (Hveem) tomadas a partir de muestras sacadas del terreno previo a la construcción del camino y los obtenidos de la subrasante luego de la construcción.

Tabla 6.2

Parámetro	Pre construcción	Post construcción
Media	55	65
Rango	13-70	35-75
Desvío standard	16	9

En este caso los resultados obtenidos post construcción son mejores que los tomados para el proyecto. Se trata de un caso favorable, pero no siempre ocurre así y pueden presentarse problemas.

En este otro ejemplo se ha tomado una cuidadosa consideración en la predicción del tránsito futuro. Pero la estimación de este valor tiene un alto grado de incertidumbre como ser: cambios en las distribuciones de ejes, mayor o menor desarrollo económico que el previsto y así el tránsito previsto puede ser mayor o menor que el real, con diferencias muy significativas como se indica en fig. 6.4. Si el tránsito real es mucho mayor que el previsto, la vida útil del pavimento se acortará.

### 6.3.2. Variabilidad en la construcción

Prácticamente todo lo asociado con la construcción del pavimento implica gran variabilidad e incertidumbre. La variabilidad en los materiales ha sido bien estudiada y comprendida y puede acotarse sin problemas. Pero hay también variación en otros rubros como ser: profundidad de colocación de armaduras (en pavimentos de hormigón armado), soporte de suelo, espesores de las distintas capas. En las figs. 6.5, 6.6, 6.7 y 6.8 se dan ejemplos concretos.

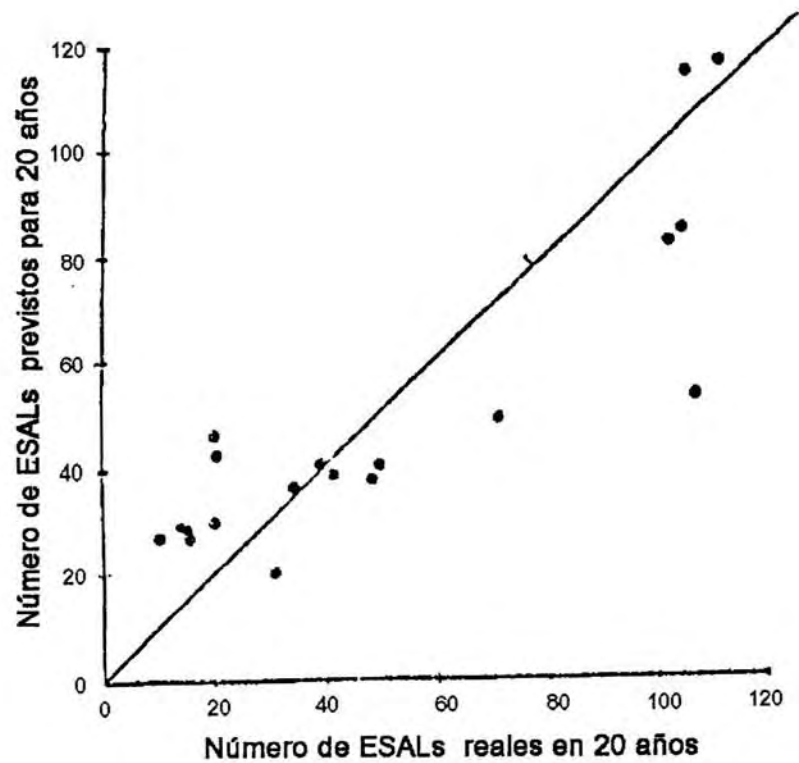


Fig.6.4. Número de ESALs predichos y reales para un período de análisis de 20 años (Darter y Hudson, 1973)

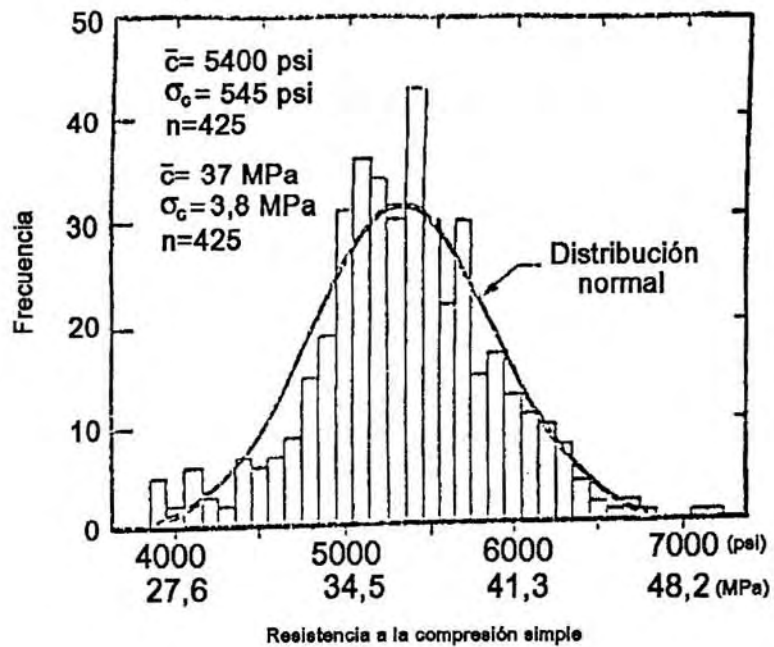


Fig. 6.5. Variación de la resistencia a la compresión simple de muestras extraídas de un tramo de pavimento de hormigón de 150 m (Darter, 1976)

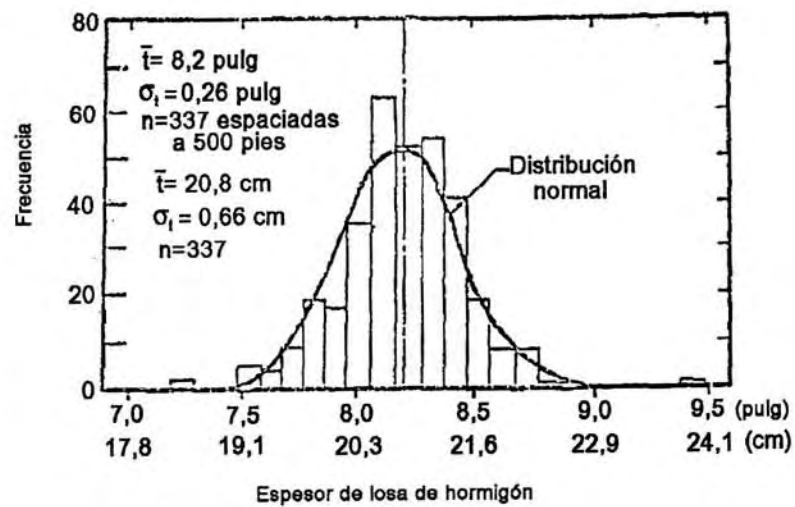


Fig. 6.6. Variación del espesor de losa medido en probetas extraídas de un tramo de pavimento de hormigón de 150m (Darter, 1976)

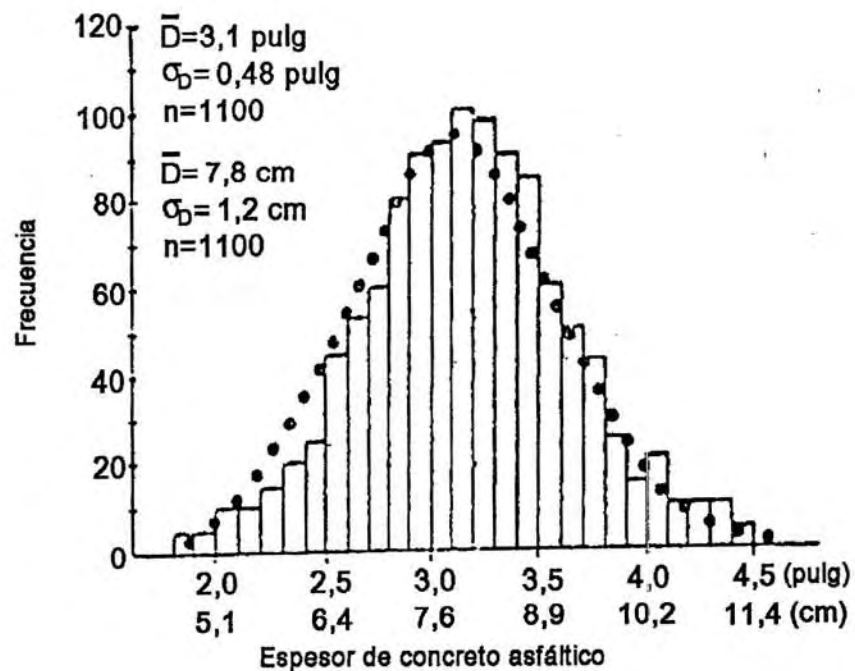


Fig. 6.7. Altura de probetas tomadas de un pavimento asfáltico (miden el espesor del mismo) (Darter y Hudson, 1973)

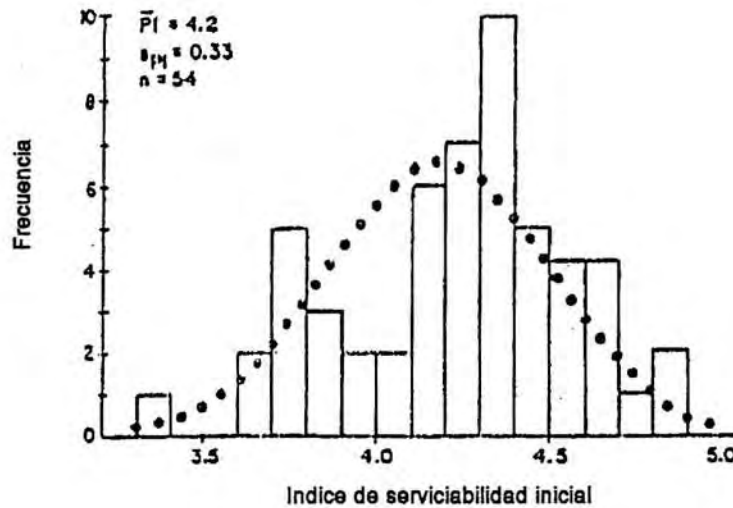


Fig. 6.8. Histograma del índice inicial de serviciabilidad para un pavimento flexible nuevo (Darter y Hudson, 1973)

El comportamiento de un pavimento depende de la calidad de la construcción, pero esta calidad es muy difícil de cuantificar. Una manera interesante de observar los efectos de la variabilidad en la construcción y materiales es observar el perfil de deflexiones de un pavimento inmediatamente después de la construcción y a lo largo del tiempo. Esta variación es causada por diferentes factores tales como espesores de capa, propiedad de materiales, propiedades de la subrasante y condiciones de drenaje.

### 6.3.3. Variabilidad en el comportamiento

Esta variabilidad puede ser considerada así:

- a) Diferencias en el comportamiento a lo largo del pavimento. Si ese pavimento es dividido en secciones muy cortas y el comportamiento de cada una de estas secciones es medido en términos de fisuras, fallas o serviciabilidad, se encontraría una gran variación.
- b) Diferencias en el comportamiento de dos proyectos idénticos próximos entre sí ubicados en el mismo camino y construido bajo idénticas especificaciones.

### 6.3.4. Cómo la variabilidad afecta la bondad de diseño

La bondad del diseño depende en gran medida de la variabilidad asociada con los materiales, clima, tránsito, etc. Como ejemplos se tienen:

-La variación en las propiedades de los materiales a lo largo del pavimento produce como resultado una variación en el desarrollo de fallas y rugosidades en ese pavimento. Las fallas localizadas en zonas débiles dan como resultado una disminución en la vida útil del pavimento.



-La variación de la ubicación de los pasadores en las juntas y profundidad de colocación de armadura da como resultado una variación en el desarrollo de fallas y rugosidad a lo largo del pavimento. Las fallas localizadas producen una disminución en la vida útil del pavimento.

-La variación entre los datos de diseño del pavimento y los reales pueden significar un aumento o disminución de la vida útil del mismo. Por ejemplo, estimaciones de tránsito, clima, materiales, etc.

## **6.4. Concepto general de confiabilidad de diseño**

### **6.4.1. Uso del concepto de confiabilidad**

Este concepto fue utilizado por primera vez para el diseño de pavimentos flexibles en 1973 en Texas (Texas Highway Department). Los conceptos de confiabilidad fueron desarrollados e incorporados en los procedimientos de diseño AASHTO en 1973 (Kher y Darter) y finalmente fueron adoptados en la guía de diseño AASHTO de 1986.

La confiabilidad en el diseño de un pavimento puede definirse, de acuerdo a Darter y Hudson (1973) como:

Confiabilidad es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones (medio ambiente) que tiene lugar en ese lapso.

La incertidumbre siempre ha sido tomada en cuenta a través del uso de coeficientes de seguridad surgidos en base a la experiencia. Cuanto mayores eran las incertidumbres, mayores eran los coeficientes de seguridad.

La aplicación de estos coeficientes de seguridad puede hacer que el pavimento resulte sobre o subdimensionado, dependiendo de las magnitudes de los coeficientes de seguridad y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño. Una aproximación realista para encarar la incertidumbre es la que utiliza los coeficientes de seguridad que reflejan el monto de la variabilidad estadística asociada con cada uno de los parámetros en el proceso de diseño.

### **6.4.2. Definiciones de confiabilidad**

Como ejemplo la confiabilidad estructural de una viga simplemente apoyada es:

$$R(\%) = 100 P(\text{resistencia} > \text{solicitación}) \quad (6.6)$$

Para un pavimento se tiene:

$$R(\%) = 100 P(N_t > N_r) \quad (6.7)$$



donde:

$N_t$ =número de ESALs de 80 kN que llevan al pavimento a su serviciabilidad final

$N_r$ =número de ESALs de 80 kN previstos que actuarán sobre el pavimento en su período de diseño (vida útil).

La probabilidad de falla de cualquier estructura es:

$$p_f = P(\text{solicitud} > \text{resistencia}) \quad (6.8)$$

Tanto la solicitud  $S$  como la resistencia  $F$  son variables probabilísticas, entonces:

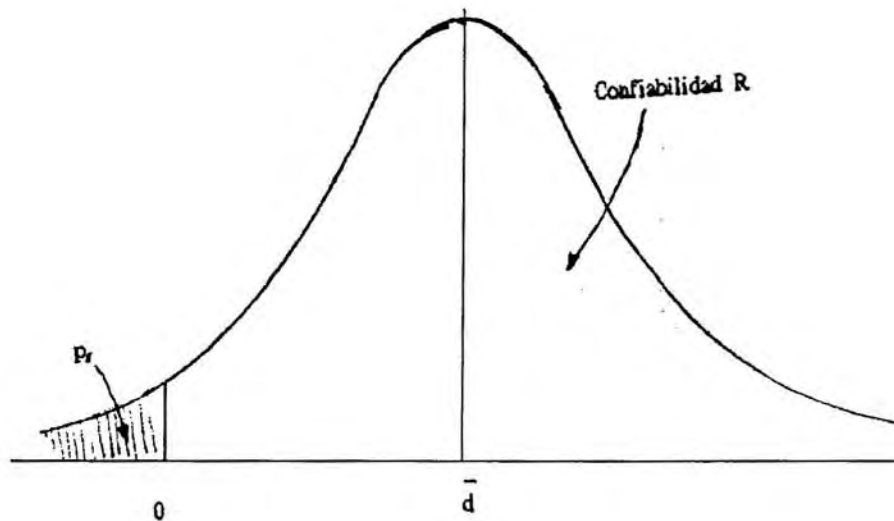
$$p_f = P(S > F) = P(d < 0) \quad (6.9)$$

$$d = F - S \quad (6.10)$$

$S$ =solicitud sobre la estructura

$F$ =resistencia

Como  $S$  y  $F$  tienen una distribución normal,  $d$  tendrá también una distribución



normal.

Fig. 6.9. Ilustración de los conceptos de probabilidad de falla y de confiabilidad

$$\text{Si usamos valores medios resulta: } d = \bar{F} - \bar{S} \quad (6.11)$$

El desvío standard de  $d$ ,  $S_d$ , responde a esta expresión:

$$S_d = (S_s^2 + S_f^2)^{0,5} \quad (6.12)$$

donde:

$S_s$  = desvío standard de las solicitaciones

$S_f$  = desvío standard de las resistencias

$$p_f = P(d < 0) = P(-\infty < d < 0) \quad (6.13)$$

Para calcular  $p_f$  o  $R = 1 - p_f$  se deben usar tablas de distribución normal. Por ejemplo para una losa de 178 mm de espesor (7"):

$S = 2480$  kPa, tensión de tracción media en la sección más solicitada

$F = 4760$  kPa, resistencia a la tracción por flexión de la losa

$S_s = 330$  kPa

$S_f = 720$  kPa

$S_d = (330^2 + 720^2)^{0,5} = 792$  kPa

Luego, transformando el parámetro  $d$  para una distribución estandarizada con media nula se tiene:

$$Z = \frac{d - \bar{d}}{S_d} = \frac{0 - 2280}{792} = -2,88$$

$$\bar{d} = 4760 - 2480 = 2280$$

El área de la curva hasta -2,88 es  $1 - 0,998 = 0,002$  y  $p_f = 0,2\%$ .

En la fig. 6.10 están las distribuciones normales para la losa de 7" (17,5 cm) y se observa un solape entre las curvas de distribución de resistencia y solicitación. El área de solape no es la probabilidad de falla, pero sí una función de la misma. La figura muestra también la curva de solicitación para una losa de 9" (22,5 cm), que como es mucho más resistente, da una probabilidad de falla mucho menor.

Para el caso de un pavimento, las variables a analizar pueden ser el número de repeticiones de ESALs:

$$R(\%) = 100 P(\log N_i > \log N_T) = 100 P((\log N_i - \log N_T) > 0) = 100 P(D > 0) \quad (6.14)$$

$$\text{siendo } D = \log(N_i) - \log(N_T) \quad (6.15)$$

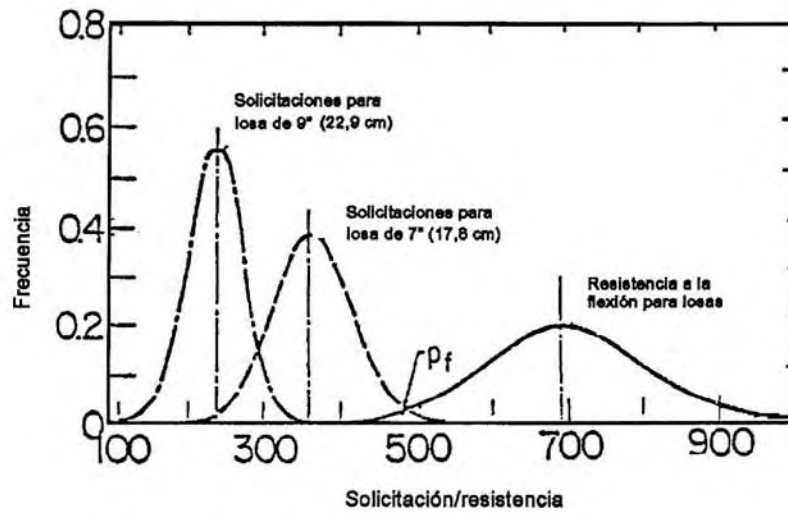


Fig.6.10. Ilustración de la distribución de la resistencia a la flexión y las distribuciones estimadas de las tensiones aplicadas a la losa usando el modelo de carga en el borde de Westergaard (Darter, 1974)

Como  $\log N_t$  y  $\log N_r$  tienen distribución normal,  $D$  tendrá también distribución normal (fig. 6.11).

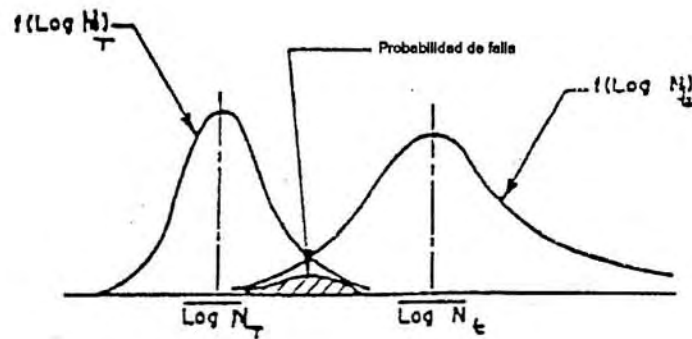


Fig. 6.11. Ilustración de la distribución del  $\log N_r$  y  $\log N_t$  (Darter y Hudson, 1973)

$$D = \log N_t - \log N_r \quad (6.16)$$

El desvío standard de  $D$  es:

$$SD=[(S_{\log N_t})^2+(S_{\log N_T})^2]^{0.5} \quad (6.17)$$

Pasando a una curva normalizada:

$$Z=\frac{D-\bar{D}}{SD} \quad (6.18)$$

$$\text{Para } D=0 \quad Z=Z_0=\frac{-\bar{D}}{SD} \quad (6.19)$$

$$\text{Para } D=\infty \quad Z=Z_{\infty}=\infty \quad (6.20)$$

La expresión de la confiabilidad es:

$$R(\%)=100 (Z_0 < Z < Z_{\infty}) \quad (6.21)$$

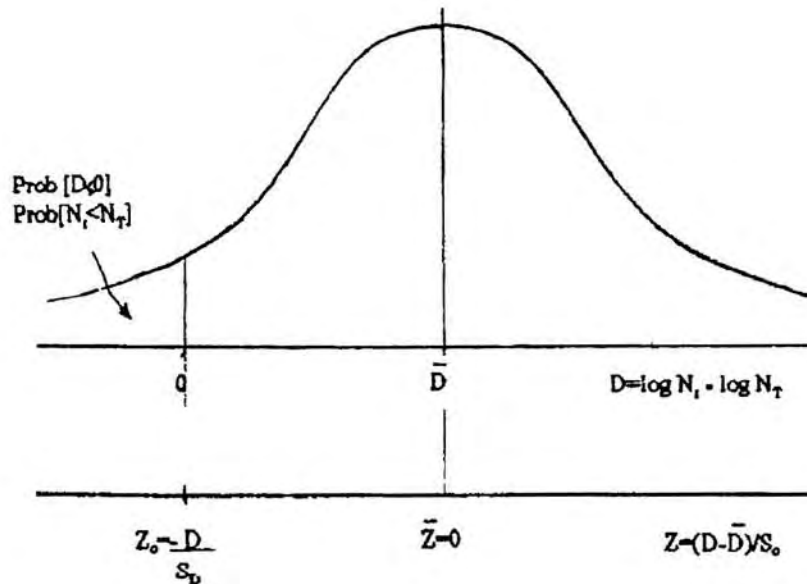


Fig. 6.12. Ilustración de la confiabilidad en una curva de distribución normal

### 6.4.3. Aplicación de la confiabilidad al diseño

El siguiente procedimiento permite diseñar un pavimento para un nivel predeterminado de confiabilidad. La varianza  $(SD)^2$  del comportamiento del pavimento y el tránsito estimado en el período de diseño pueden ser determinados para un caso de diseño en particular si se dispone de suficiente información o en caso contrario se pueden usar los valores de la tabla 6.3. Estos valores fueron desarrollados a partir de un análisis de varianza que existía en el AASHO Road Test y en base a predicciones futuras de tránsito.

Tabla 6.3

Condición de diseño	Desvío standard
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito	0,34 (pav. rígidos)
	0,44 (pav. flexibles)
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito	0,39 (pav. rígidos)
	0,49 (pav. flexibles)

El número de ESALs de diseño para una dada confiabilidad es:

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log N_T + Z_R \text{ SD} \quad (6.22)$$

$Z_R$ =valor de Z (área bajo la curva de distr.) correspondiente a la curva estandarizada. Por ejemplo, para  $R=90\%$ ,  $Z_R=1,28$

SD=desvío standard, valor obtenido de la tabla 6.3.

Ejemplo:

Sea  $N_T=1 \times 10^6$   $R=90\%$   $\text{SD}=0,49$

$$\begin{aligned} \log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) &= \log 1 \times 10^6 + 1,28 \times 0,49 = 6,6272 \\ \text{ESALs}_{\text{diseño}} &= 4,238 \times 10^6 \end{aligned}$$

Esto significa que el pavimento va a diseñarse para  $4,238 \times 10^6$  ESALs en lugar de los  $1 \times 10^6$  previstos. La diferencia entre estos valores es un coeficiente de seguridad cuyo propósito es tener en cuenta la incertidumbre y variabilidad en el diseño, construcción y cargas.

Veamos qué pasa si bajamos la confiabilidad:

Sea  $N_T=1 \times 10^6$   $R=70\%$   $Z_R=0,53$   $\text{SD}=0,49$

$$\log(\text{ESALs}_{\text{diseño}}) = \log 1 \times 10^6 + 0,53 \times 0,49 = 6,2597$$

$$\text{ESALs}_{\text{diseño}} = 1,818 \times 10^6$$

El número de ESALs es menor, con lo cual resultará un pavimento de menor espesor, pero más expuesto a fallas, dado que ahora hay un 30% de probabilidades de que el pavimento se rompa antes de completar su período de diseño.

#### 6.4.4. Selección del nivel de confiabilidad

La selección del nivel apropiado de confiabilidad para el diseño de un pavimento está dictada por el uso esperado de ese pavimento. Un subdimensionado de un pavimento tiene consecuencias más graves para un pavimento en el cual se espera que lleve un gran volumen de tránsito (por ejemplo una autopista urbana) que un pavimento que experimentará un bajo volumen de tránsito. En ambos casos habrá problemas, el pavimento alcanzará los niveles mínimos de serviciabilidad antes de lo previsto y será necesario realizar trabajos de reparaciones. Lo que sí debe quedar claro es que los costos de rehabilitación para el caso de la autopista urbana serán mucho mayores que para el camino rural de bajo tránsito.

Un nivel de confiabilidad alto implica un pavimento más costoso y por lo tanto mayores costos iniciales, pero también pasará más tiempo hasta que ese pavimento necesite una reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores. Por el contrario, un nivel de confiabilidad bajo da pavimentos más económicos, pero con un mayor costo de mantenimiento. En base a lo dicho, hay un nivel de confiabilidad óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento dan un mínimo (fig. 6.13).

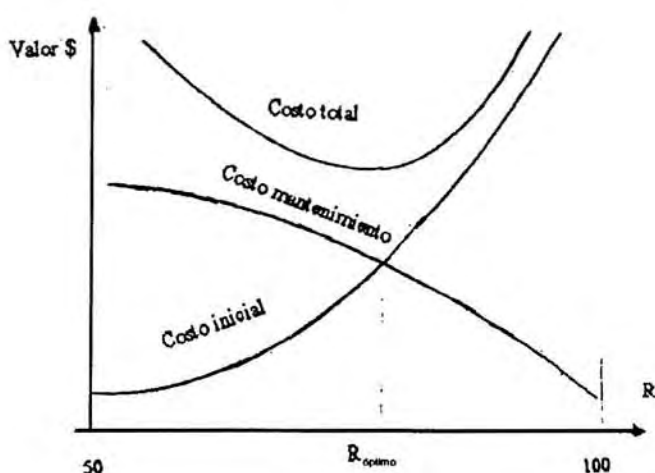


Fig. 6.13. La confiabilidad óptima corresponde al costo total mínimo (AASHTO 1993)

En la tabla 6.4 se dan niveles de confiabilidad aconsejados por AASHTO.

Tabla 6.4

Tipo de camino	Confiabilidad recomendada	
	Zona urbana	Zona rural
Rutas interestatales y autopistas	85-99,9	80-99,9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Aunque la clasificación funcional de caminos es un factor muy importante a tener en cuenta, la confiabilidad a adoptar no está basada sólo en este criterio. En la Guía de Diseño AASHTO, niveles de confiabilidad altos indican que la consecuencia de falla es muy grave. Niveles altos de tránsito traen como consecuencia un más rápido deterioro y también un mayor costo de rehabilitación; es por eso que los niveles de confiabilidad deben tener en cuenta las consecuencias de la falla.



# CAPITULO 7

## Drenaje

### 7.1.Introducción

La humedad tiene una gran influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general. En este capítulo se discutirán los distintos métodos para reducir o eliminar el agua de un pavimento. La presencia del agua juega un papel tan importante que el método AASHTO-86 incorporaba un coeficiente de drenaje en la ecuación de diseño, que afectaba a base y sub base. Antes de explicar el diseño de dispositivos de drenaje, se hará una breve descripción de los conceptos y dispositivos de drenaje.

### 7.2.Conceptos de drenaje de pavimentos

El agua presente en los pavimentos puede provocar estos daños:

- Migración de partículas de suelo, creando problemas de erosión.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subpresión o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un prolongado período.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad, por ejemplo: descascaramiento o peladuras en pavimentos asfálticos y fisuras de durabilidad en pavimentos de hormigón.

### 7.3.¿Cómo enfrentar los problemas de humedad en pavimentos?

En todo buen diseño de pavimentos debe buscarse que la base, sub base y subrasante estén lo más protegidos de la acción del agua. Hay tres formas de considerar el control o la reducción de los problemas causados por el agua:

1-Sellar correctamente el pavimento y no permitir la entrada del agua a las distintas capas. Para ello se debe:

- Usar materiales apropiados y técnicas especiales para sellado de juntas longitudinales, transversales y fisuras.
- Diseñar pavimentos con membranas impermeables.
- Usar capas de rodamiento, bases, sub bases y banquetas impermeables.
- Instalar drenes interceptores para evitar la entrada de agua al paquete estructural.

2-Usar materiales que sean insensibles a la humedad y que no provoquen daños relacionados con la humedad. Para ello se debe:

- Usar materiales estabilizados para capas granulares (estabilización con cemento o productos bituminosos).
- Seleccionar materiales granulares con bajo contenido de finos y baja plasticidad que puedan resistir los efectos de la humedad.

3-Proveer un drenaje adecuado para remover efectivamente todo tipo de humedad que pueda entrar en el pavimento antes que se produzcan deterioros. Para ello se debe:

- Diseñar un sistema de drenaje que mantenga el nivel freático por debajo del pavimento o que pueda evacuar fácilmente el agua que eventualmente pueda ingresar en el paquete estructural.
- Usar bases y sub bases permeables, diseñadas no sólo desde el punto de vista estructural, sino también como capas drenantes. Debido a esto, el agua que ingresa al pavimento drena en dirección horizontal para salir del camino, en lugar de continuar hacia abajo, hacia la subrasante.
- Colocar mantos drenantes debajo de secciones en terraplén.

No siempre se pueden cumplir con las premisas citadas anteriormente, pero un buen diseño debe tratar de reunir la mayor parte de ellas y saberlas complementar bien. Por ejemplo, es imposible el sellado completo de un pavimento, pero un sellado junto a un buen sistema de drenaje hará que el agua que eventualmente pueda infiltrarse salga rápidamente del paquete estructural. Un buen diseño de drenaje debe complementarse con buenas tareas de mantenimiento. También es conveniente darle al pavimento una pendiente transversal de por lo menos el 2%.

## **7.4.Fallas inducidas por la humedad**

La infiltración a través de la superficie, niveles freáticos altos, ascenso capilar y aguas provenientes de infiltraciones (comunes en secciones en desmonte con niveles freáticos altos) contribuyen al desarrollo de fallas en los pavimentos. Las fallas en pavimentos flexibles están caracterizadas por excesiva deflexión, fisuración, bajo valor soporte de la subrasante y desintegraciones. Para pavimentos rígidos las fallas son debidas a inestabilidad de la subrasante, bombeo con la consecuente pérdida de soporte y deterioro del hormigón debido a fisuras de durabilidad.

Es un hecho bien conocido que la presencia del agua es muy perjudicial para los pavimentos. Tanto es así que ya los métodos clásicos de diseño consideraban los parámetros resistentes de la subrasante en condición saturada como dato de entrada para el diseño. El agua libre en la interfase subrasante-pavimento es la responsable de muchos problemas. Cedergreen demostró que las cargas dinámicas producen incrementos más importantes de la presión de poros justo en el momento del pasaje de la carga y en consecuencia, hay una reducción notable de la capacidad de carga.

## 7.5.Fuentes de humedad en pavimentos

La humedad en la subrasante y en la estructura del pavimento proviene de distintas causas tal como se ve en la fig. 7.1.

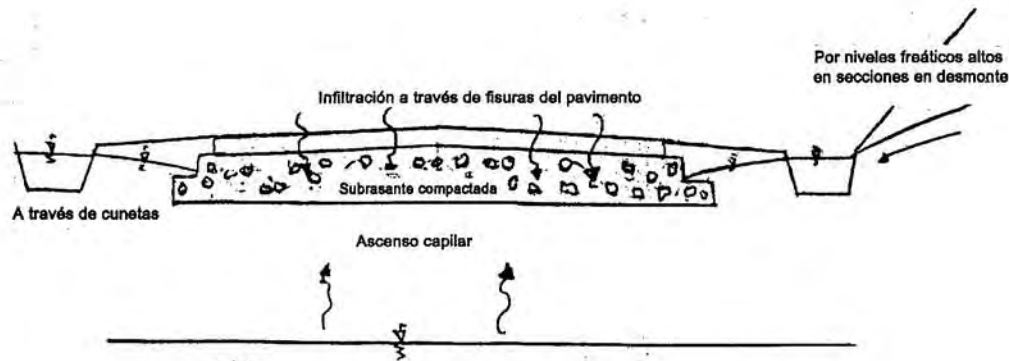


Fig.7.1. Fuentes de humedad en pavimentos

Cedergreen midió la capacidad del agua para infiltrarse a través de pavimentos y encontró que la permeabilidad del pavimento de hormigón considerando juntas y otras áreas de infiltración era de 5,1mm/hora ( $1,4 \times 10^{-4}$ cm/seg) y para pavimentos flexibles, teniendo en cuenta fisuras y otras discontinuidades era de 12,7mm/hora ( $3,5 \times 10^{-4}$ cm/seg).

## 7.6.Principios básicos de un sistema de drenaje

Hay dos fuentes de agua en lo que concierne al estudio de un sistema de drenaje:

- El agua existente en la zona de saturación a la altura del nivel freático.
- El agua de infiltración que entra en el pavimento escurriendo a través de juntas o fisuras en la superficie del pavimento, a través de vacíos en el pavimento o a través de cunetas laterales al camino.

Dentro de la primera categoría se ubican las lentes de hielo que se forman por congelación, ya que el aporte para formar éstos viene del nivel freático.

En el diseño de un sistema de drenaje se deben considerar estos conceptos:

- Filtración: es el movimiento o flujo de agua a través de un medio poroso permeable.
- Porosidad: es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total.
- Permeabilidad: es la propiedad que tiene un medio para permitir el pasaje del agua. Esta depende del tamaño, forma y extensión de los poros o vacíos interconectados.

-Coeficiente de permeabilidad  $k$ : es el volumen de agua que atraviesa una unidad de área en un medio poroso en una unidad de tiempo bajo un gradiente hidráulico unitario. Por ley de Darcy:

$$v = k i \quad Q/A = k i \quad k = \frac{Q/A}{i} \quad (7.1)$$

siendo:

$k$ =coeficiente de permeabilidad

$i$ =gradiente hidráulico

El coeficiente de permeabilidad varía dentro de un rango muy alto y varía también según la dirección en que se escurra el agua.

El movimiento del agua dentro del paquete estructural depende de la permeabilidad de los materiales usados en el mismo y de las pendientes longitudinal y transversal del camino (Fig. 7.2).

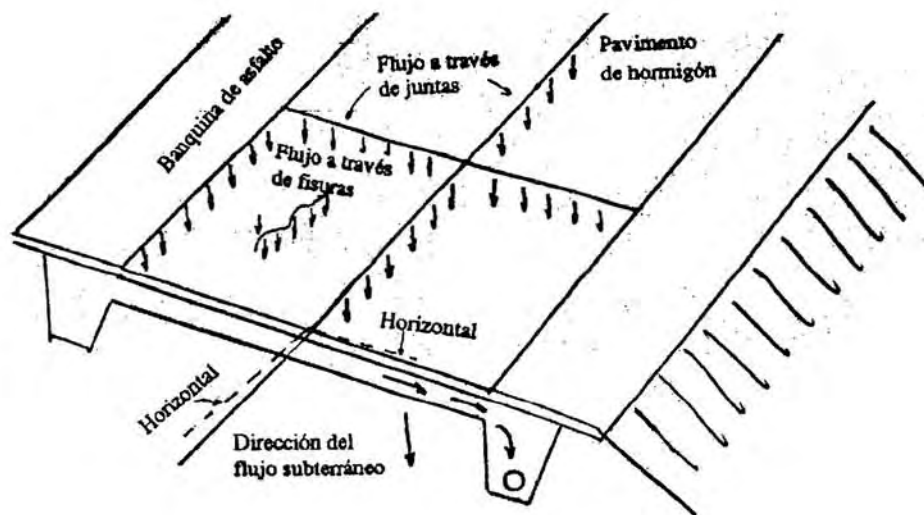


Fig.7.2. Forma en que escurre el agua sobre y bajo un pavimento de hormigón

Un sistema de drenaje subsuperficial debe ser diseñado de acuerdo a estos criterios:

a) El pavimento, incluyendo banquetas y áreas adyacentes, debe ser diseñado y mantenido tan impermeable como sea posible para minimizar la infiltración de agua de superficie, como de agua por capilaridad o de agua freática.

b) Para minimizar los efectos perjudiciales del agua, el sistema de drenaje debe ser diseñado de manera tal que evacue el agua lo más pronto posible.

c) El sistema de drenaje debe ser diseñado como un componente estructural del paquete, sin que sus buenas propiedades drenantes impliquen una merma de sus cualidades resistentes.

### 7.6.1. Sistemas de drenaje subterráneo de caminos

Un sistema de drenaje subterráneo de caminos puede clasificarse de acuerdo a:

- La fuente de agua subterránea que deben controlar.
- La función que cumplen.
- Su ubicación y geometría.

Estos sistemas pueden cumplir estas funciones:

- Intercepción del escurrimiento proveniente de un desmonte.
- Abatimiento del nivel freático.
- Captación de flujos de otros sistemas de drenaje.

Los sistemas más conocidos son:

- Drenes longitudinales.
- Drenes transversales y horizontales.
- Bases permeables.
- Pozos

#### 7.6.1.1. Drenes longitudinales

Están ubicados en forma paralela al camino y pueden constar de una cuneta de una profundidad determinada o de un caño colector perforado y un filtro (Fig. 7.3).

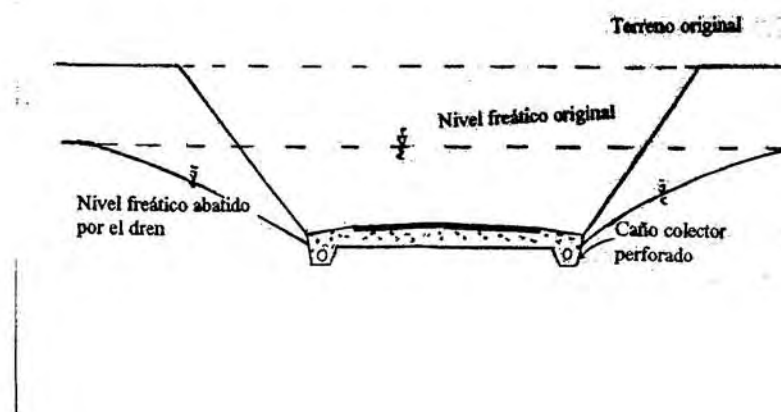


Fig. 7.3. Dren longitudinal

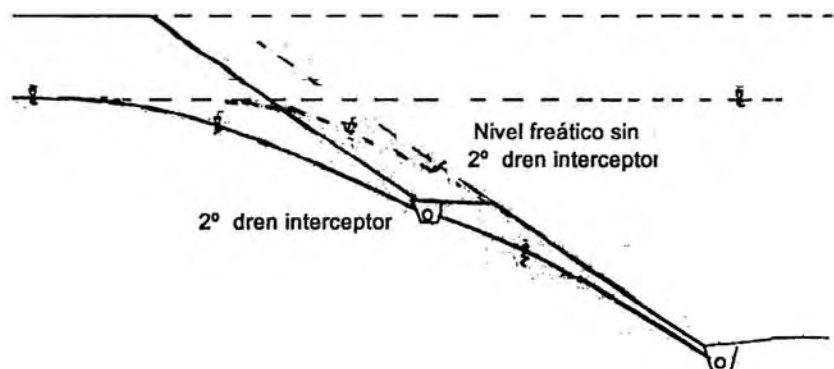


Fig. 7.4. Drenes interceptores longitudinales

Cuando se trata de desmontes muy profundos con niveles freáticos originales altos, un dren longitudinal al costado del camino puede no ser suficiente y aparecería agua al pie del talud del desmonte, con todos los problemas que ésto causa. En este caso se recomienda colocar a media ladera otro dren interceptor.

#### 7.6.1.2. Drenes transversales y horizontales

Son los drenes que corren en forma transversal al camino. En general forman un ángulo recto con el eje del camino, aunque a veces son oblicuos a éste. Han sido usados en juntas de pavimentos para producir en correspondencia con ellas un buen drenaje de bases y sub bases. Esto es muy conveniente hacerlo cuando, debido a la relación entre pendientes longitudinales y transversales, el agua tiende a ir paralela al eje del camino. En la fig. 7.5 se ve como los drenes transversales han sido usados junto con una base permeable y un sistema colector de drenes longitudinales que proveen un medio efectivo para evacuar el agua.

También cuando se pasa de sección en terraplén a sección en desmonte y es de esperar un flujo de agua desde la zona en desmonte a la de terraplén, se usan drenes transversales interceptores de agua (Fig. 7.6).



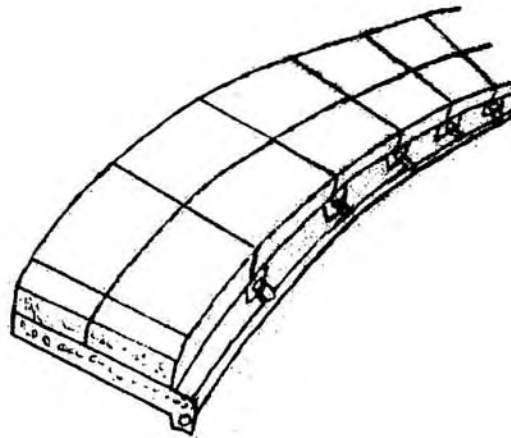


Fig. 7.5. Drenes transversales conectados a un dren longitudinal

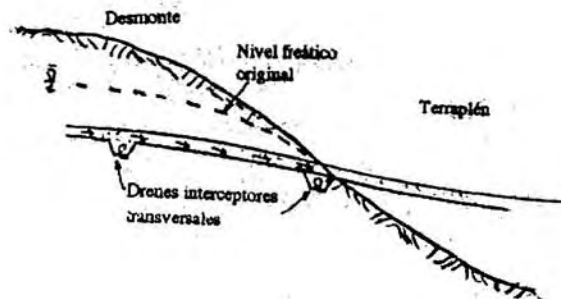


Fig. 7.6. Drenes interceptores transversales

### 7.6.1.3. Bases permeables

Es una capa de pavimento cuyo ancho y longitud (en la dirección del flujo) son mucho mayores que su espesor. Si están correctamente diseñadas controlan eficazmente los problemas de infiltración y escurrimiento de agua.

Una base permeable debe tener un espesor adecuado y estar construída con un material de alto coeficiente de permeabilidad. Debe poseer una salida bien diseñada para las aguas colectadas y en muchos casos deben estar rodeadas con capas de filtro para protegerlas frente al taponamiento de capas vecinas más finas. En la fig. 7.7.a se ve una base permeable conectada a un dren colector longitudinal proyectada para controlar la filtración y el caudal de



agua proveniente de una fuente artesiana. En este caso se ha usado un filtro debajo de la base para evitar que la subrasante contamine la base drenante y la tapone.

En la fig. 7.7.b se muestra una base drenante proyectada para captar el agua infiltrada a través del pavimento. En esta caso la salida del agua es a la atmósfera y la superficie de la base drenante no tiene ninguna protección. Esto puede provocar que caiga material más fino sobre la misma y tapone la salida del agua anulando el efecto buscado. Se considera mucho mejor diseño el considerar un dren colector como desagüe de la base drenante.

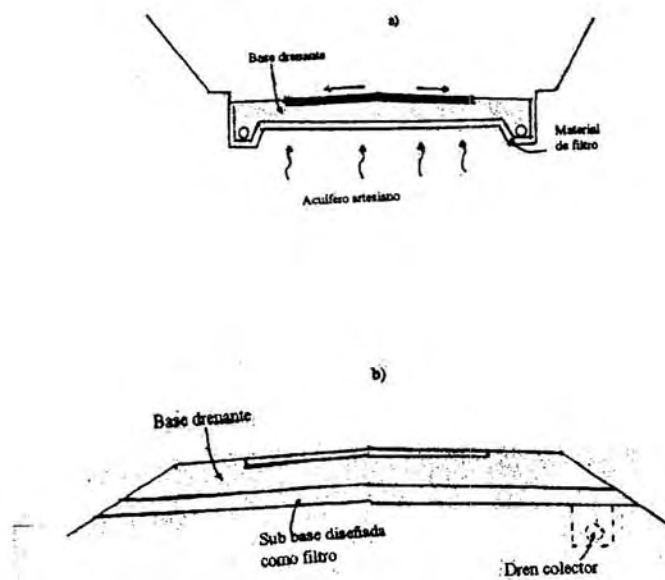


Fig.7.7. Bases permeables

#### 7.6.1.4.Sistema de pozos

Los pozos verticales se usan para controlar el caudal de agua dentro del terreno y aliviar las presiones de poros en taludes cuya estabilidad se encuentre seriamente comprometida. En este caso los pozos deben ser bombeados para rebatir el nivel freático durante la construcción o simplemente permitir el flujo para aliviar presiones artesianas. A veces tienen algún sistema colector que permite su drenaje libre hacia lugares más bajos. En este caso están combinados con túneles, drenes horizontales, etc (Fig.7.8).

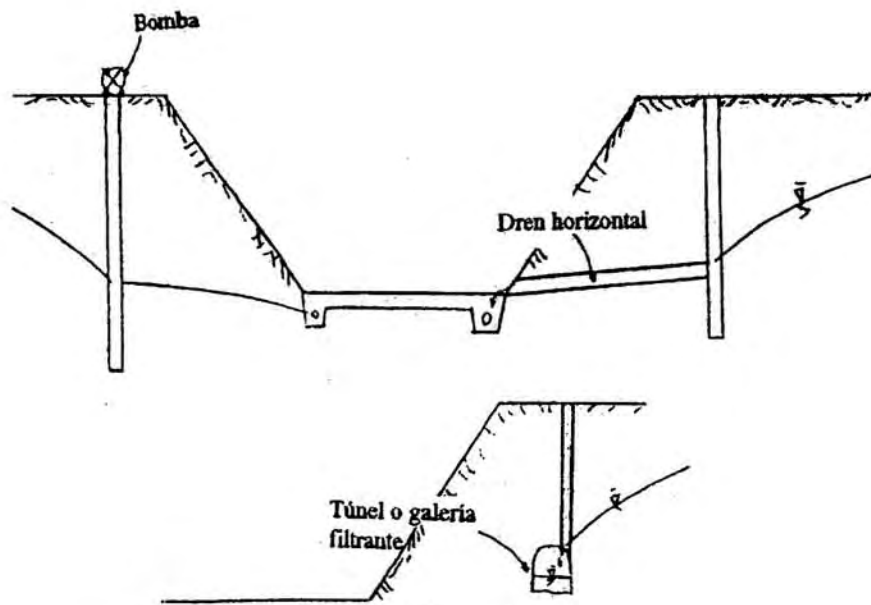


Fig. 7.8. Sistema de pozos

## 7.6.2. Material para drenaje

En todo diseño de un sistema de drenaje, los materiales deben ser seleccionados cuidadosamente para asegurar que el drenaje se vea favorecido. Todos los componentes de un sistema de drenaje deben funcionar en armonía para que cumplan con los objetivos propuestos en el diseño. Los componentes son aquellos que interceptan el agua, los que la colectan a un punto determinado y los que la evacúan del paquete estructural.

### 7.6.2.1. Caños colectores

Pueden estar hechos de varios materiales:

- Cerámico
- Hormigón
- Plástico con fibra bituminosa
- Metal corrugado
- Polietileno corrugado
- PVC

Las longitudes son muy variables, 0,3 a 0,9 m para cerámicos. En este caso pueden ir no perforados y el agua se capta a través de las juntas abiertas. Los metálicos y de fibras son de 2,5 m o más. Los de plástico corrugado vienen en longitudes de 60 a 90 m. Los diámetros más comunes usados en la práctica son de 10 a 15 cm (4" y 6").

Ultimamente se están usando mucho los tubos flexibles, pero son preferibles los rígidos pues los primeros pueden fallar por deformación excesiva.

#### 7.6.2.2. Materiales de filtro

Cuando se usan materiales de granulometría muy abierta para drenes transversales, longitudinales, bases permeables y pozos de drenaje, se hace necesario el empleo de materiales de filtro. Sus funciones son:

- Prevenir el movimiento de partículas de suelo que pueden migrar y taponar el dren.
- Proveer material en las vecindades de los vacíos del dren que sea más permeable que el suelo circundante.
- Proveer un buen apoyo para el dren.
- Estabilizar el suelo sobre el que apoya el dren.

En el caso de tener tuberías de drenaje, el material circundante debe cumplir determinadas condiciones granulométricas con respecto a las aperturas de los tubos. Estos son:

Para tuberías con ranuras rectangulares:

$$\frac{D_{85}^F}{B} > 1,2 \quad (7.2)$$

Siendo:

$D_{85}^F$  = diámetro equivalente a "pasa 85%" para el filtro

B = ancho de la ranura

Para tuberías con orificios circulares:

$$\frac{D_{85}^F}{D} > 1 \quad (7.3)$$

D = diámetro del orificio

De acuerdo a Cedergreen, el Bureau of Reclamation aconseja:

$$\frac{D_{85}^F}{\text{Máx}_{\text{tubo}} \text{ abertura}} > 2 \quad (7.4)$$

#### 7.6.2.3. Filtros de transición

Se colocan para evitar la colmatación de finos de una capa drenante y para asegurar una buena permeabilidad en el filtro. Para cumplir estas condiciones la granulometría de ambas capas debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} < 5 \quad \text{para evitar arrastres de finos} \quad (7.5)$$

$$\frac{D_{15}^F}{D_{15}^M} > 5 \quad \text{para asegurar una buena permeabilidad en el filtro} \quad (7.6)$$

Según Terzaghi

Esto puede expresarse también así:

$$5D_{15}^M < D_{15}^F < 5D_{85}^M \quad (7.7)$$

F se refiere a la capa de filtro

M se refiere a la capa situada antes del filtro

Además se busca que ambas curvas granulométricas sean lo más paralelas posibles. Esto se logra haciendo cumplir esta ley:

$$\frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} < 25 \quad (7.8) \quad \text{según el US Corp of Engineers}$$

Estas ecuaciones se aplican al filtro y capa de transición, en este caso "F" corresponde al filtro y "M" a la capa de transición. Cuando se aplican a la capa de transición y al terreno natural, "F" corresponde a la capa de transición y "M" al terreno natural.

#### 7.6.2.4. Filtros de fábrica

Se usan cuando es difícil conseguir materiales de granulometría adecuada para construir las capas de transición. En este caso se emplean membranas artificiales que tienen aberturas que cumplen las mismas propiedades hidráulicas que las capas de transición. Las más comunes son los geotextiles formados por fibras no tejidas, que últimamente están tomando mucho auge. En este caso se habla del AOS (apparent opening size o tamaño de apertura aparente) que es el tamaño de poros que supera al 95% del tamaño de los poros del geotextil. Este tamaño se lo llama también  $P_{95}$ . Las condiciones granulométricas a cumplir son:

$$P_{95} < BD_{85}^M \quad (7.9)$$

M se refiere al suelo natural, si éste tiene  $PT N^{\circ}200 < 50\%$

Cuando  $C_U < 2$  ó  $C_U > 8$   $B=1$  siendo  $C_U = D_{60}/D_{10}$

Cuando  $2 < C_U < 4$   $B=0,5 C_U$  (7.10)

Cuando  $4 < C_U < 8$   $B=8/C_U$

Si el material tiene  $PT N^{\circ}200 > 50\%$   $B=1,8$

Además  $P_{95} > 3D_{15}^M$  (7.11) para evitar el taponamiento del geotextil

Con respecto al material de filtro se debe cumplir sólo esta condición de Terzaghi:

$$\frac{D_{15}^F}{P_{15}} > 5 \quad (7.12)$$

dado que el geotextil no puede sufrir erosión.

### 7.6.3.Consideraciones de drenaje en el diseño de pavimentos según AASHTO

Es bien sabido que un buen drenaje aumenta la capacidad portante de la subrasante (el módulo resiliente aumenta cuando baja el contenido de humedad), mejorando la calidad del camino y permitiendo el uso de capas más delgadas.

En la tabla 7.1 se indican los tiempos de drenaje recomendados por AASHTO. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa de base hasta un grado de saturación del 50%. Sin embargo, el criterio del 85% de saturación reduce en forma significativa el tiempo real usado para seleccionar la calidad del drenaje.

Tabla 7.1

Calidad de drenaje	50% de saturación en:	85% de saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	más de 10 horas
Muy pobre	El agua no drena	mucho más de 10 horas

Esta calidad de drenaje se expresa en la fórmula de dimensionado (Número estructural) a través de unos coeficientes de drenaje  $m_i$  que afectan a las capas no ligadas (Tabla 7.2)

Tabla 7.2  
Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>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 el diseño de pavimentos rígidos se usan los coeficientes de drenaje  $C_d$  que ajustan la ecuación de diseño que considera la resistencia de la losa, las tensiones y condiciones de soporte (Tabla 7.3).

Tabla 7.3  
Coeficientes de drenaje para pavimentos rígidos

Calidad de drenaje	% de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Bueno	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy pobre	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Para elegir alguno de los coeficientes presentes en estas tablas se deben seguir estos pasos:

- 1) Calcular el tiempo de drenaje de cada capa no ligada para pavimentos flexibles o de la base combinada con subrasante para los rígidos.
- 2) Seleccionar una calidad de drenaje en función del tiempo de drenaje calculado.
- 3) Estimar el tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.
- 4) Con la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación, se elige el coeficiente de drenaje  $m_i$  o  $C_d$  según el caso.

### 7.6.3.1. Tiempo de drenaje

Hay dos maneras para determinar el tiempo de drenaje para una capa de un pavimento. Estas son: la aproximación del tiempo para drenar (time to drain) y la del estado de flujo constante (steady state flow). En esta última se consideran las fuentes de ingreso y egreso, las mismas son cuantificadas y la base permeable se dimensiona para conducir los caudales de diseño. En el método del tiempo para drenar se considera solamente el agua que infiltra.

### 7.6.3.2. Ecuaciones del tiempo para drenar

Se considera que el agua proveniente de una lluvia se infiltra a través de la superficie del pavimento hasta que la base se satura completamente. A partir de este momento no entra más agua dentro de la estructura del pavimento y la que cae simplemente escurre sobre su superficie. El proyectista debe diseñar la capa de base teniendo en cuenta que una vez que cesa la lluvia, la base permeable drenará rápidamente para evitar daños.

El tiempo considerado adecuado para remover el agua depende del daño admisible y de las condiciones climáticas del lugar. Por ejemplo, en zonas de congelamiento, los pavimentos deben ser drenados en media o en una hora para minimizar el efecto a largo plazo de la presencia de humedad. Como comparación, una estructura de pavimento sin un drenaje efectivo requiere para drenar de 20 a 50 horas.

Los datos de entrada (fig. 7.9) para este análisis en lo que respecta a la geometría de la base permeable son:

- Pendiente longitudinal  $S$
- Pendiente transversal  $S_x$
- Espesor de capa drenante  $H$
- Ancho de base permeable  $W$

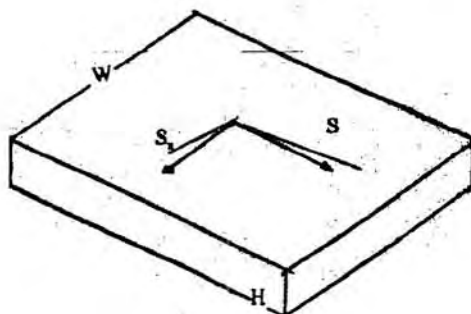


Fig. 7.9. Parámetros geométricos a considerar en el tiempo de drenaje

Longitud resultante de la base: 
$$L_R = W[(S/S_x)^2 + 1]^{0.5} \quad (7.13)$$

Pendiente resultante de la base: 
$$S_R = (S^2 + S_x^2)^{0.5} \quad (7.14)$$

Factor de pendiente: 
$$S_i = \frac{L_R \cdot S_R}{H} \quad (7.15)$$

En lo que respecta a las propiedades del material a usar en la base drenante se debe conocer:

- Porcentaje de finos
- Tipo de finos

Si son inertes, el IP debe ser menor del 1%

Si son limosos, el IP es mayor del 1%, pero por debajo de la línea "A" del gráfico de plasticidades.



Si son arcillosos, el IP es alto, y se encuentran sobre la línea "A".

- $D_{10}$

-Densidad seca

-Gravedad específica de los sólidos  $G_s = W_s/V_s$  (7.16)

Los cálculos a realizar para cuantificar las propiedades drenantes del pavimento son:

1) Suponer  $V_t$  (volumen total)=1

2) Calcular  $V_s = W_s/G_s$

3) Calcular  $V_v$  (volumen de vacíos)= $V_t - V_s = N_{emáx}$  (volumen de agua que llena completamente los vacíos del material).

4) Con la tabla 7.4 se selecciona la pérdida de agua  $C$ :

Tabla 7.4  
Cantidad de agua que puede drenar por gravedad

Material predominante	Cantidad de finos								
	<2,5%			5%			10%		
	Tipo de finos			Tipo de finos			Tipo de finos		
	Filler	Limo	Arcilla	Filler	Limo	Arcilla	Filler	Limo	Arcilla
grava	70	60	40	60	40	20	40	30	10
arena	57	50	35	50	35	15	25	18	8

5) Calcular la porosidad efectiva:

$$N_e = N_{emáx} C/100 \quad (7.17)$$

La porosidad efectiva es un concepto muy importante, es la relación entre el volumen de agua que drena de un material bajo la acción de la gravedad y el volumen total de ese material. Es una medida de la cantidad de agua que puede ser drenada de un suelo.

6) Calcular  $m$ :

$$m = N_e L_R^2 / H k \quad (7.18)$$

La permeabilidad  $k$  se puede determinar con el ábaco de fig. 7.10.

El tiempo de drenaje y los niveles de saturación se determinan con los valores ya determinados de esta manera:

1) De fig. 7.11 se selecciona un factor de tiempo  $T$ , función de  $S_1$  y de los grados de drenaje  $U$ .

2) Se calcula el tiempo de drenaje  $t$  en horas:

$$t = T m 24 \quad (7.19)$$

3) Se computa el agua drenada durante cada período de tiempo multiplicando la porosidad efectiva  $N_e$  por  $U$ .

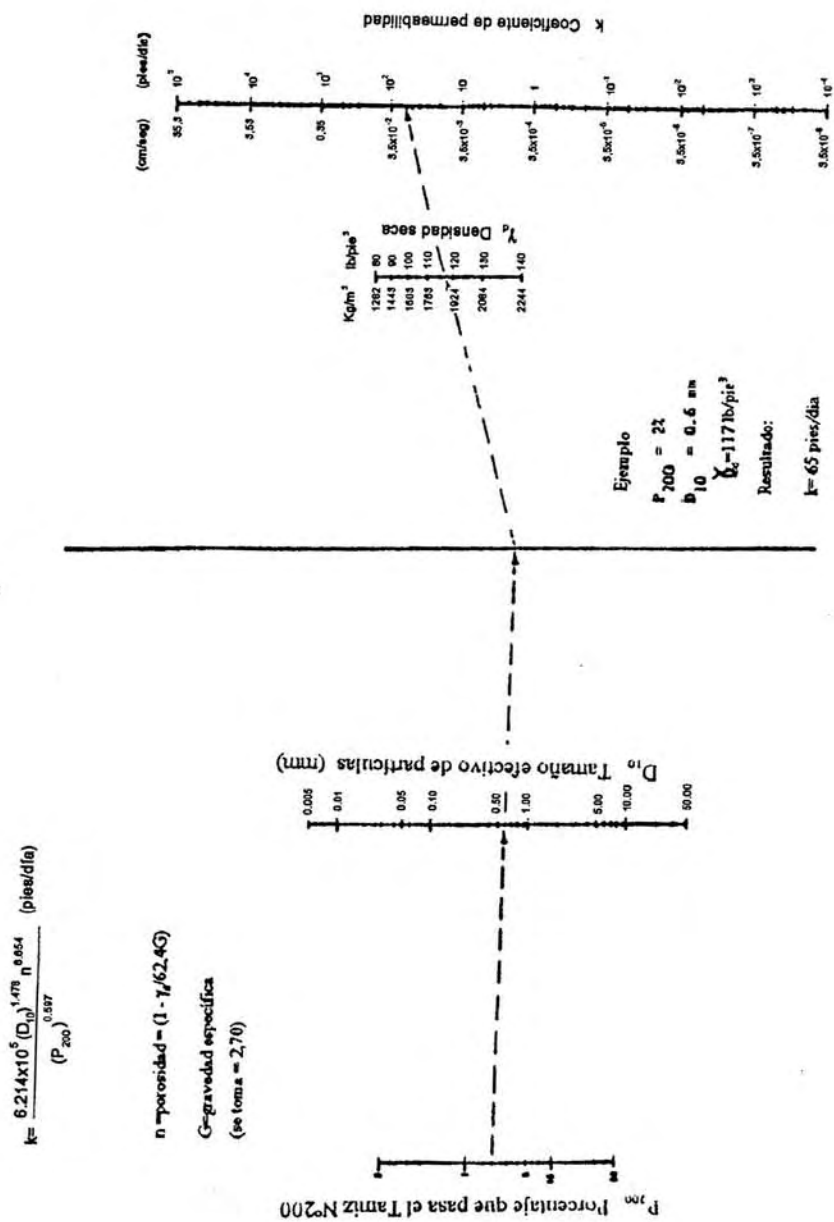


Fig. 7.10. Abaco para estimar la permeabilidad

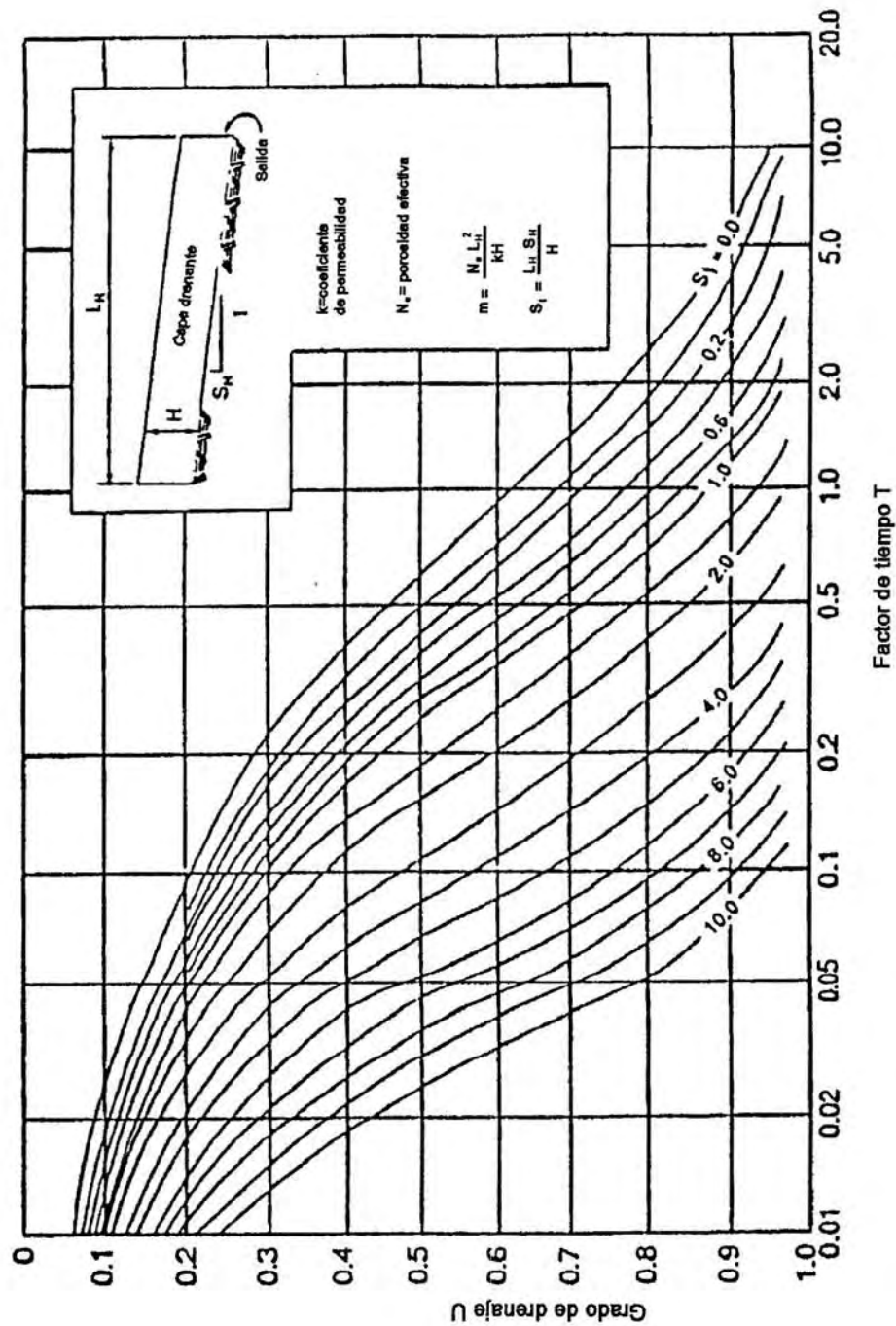


Fig. 7.11. Factores de tiempo para drenaje de capas saturadas

4) Para cada período de tiempo, se debe computar la cantidad de agua remanente en la muestra sustrayendo el agua drenada durante cada período ( $N_c \times U$ ) del volumen de agua que llenaría completamente los vacíos de la capa drenante ( $V_v$ ).

*Drenaje*

5) Determinar el nivel de saturación (%) de la capa drenante en cada intervalo de tiempo haciendo:

$$(V_v - N_e U) / N_{e\text{máx}} \times 100 \quad (7.20)$$

Aquí se muestra una planilla para hacer los cálculos indicados:

Sección del pavimento	Tipo de finos
Porcentaje de finos	$\gamma_d$ (pcf o Kg/m <sup>3</sup> )
$D_{10}$ (mm)	$k$ (pies/día o cm/seg)
$G_s$	$W$ (pies o m)
$H$ (pies o m)	$S_x$ (pies/pies o m/m)
$S$ (pies/pies o m/m)	$S_R = (S^2 + S_x^2)^{0.5}$
$L_e = W((S/S_x)^2 + 1)^{0.5}$	$m = N_e L_R / H k$
$S_l = L_R S_R / H$	
$V_t = 1,0 \text{ cm}^3$	
$W_s = \gamma_d / 62,5$ o $\gamma_d$	
$V_s = W_s / G_s$	
$V_v = 1,0 - V_s$	
$C(\%)$	
$N_e = N_{e\text{máx}} C / 100$	

U	T	$t_{\text{días}}$	$t_{\text{horas}}$	$N_e U$	$V_w = V_v - N_e U$	$S = V_w / V_v \cdot 100$
0,1						
0,2						
0,3						
0,4						
0,5						
0,6						
0,7						
0,8						
0,9						

Los valores de  $t$  en horas y el porcentaje de saturación se grafican para determinar la capacidad de la base como elemento drenante. De acuerdo a la clasificación podrá ser "aceptable", "marginal" o "inaceptable" (Fig. 7.12).

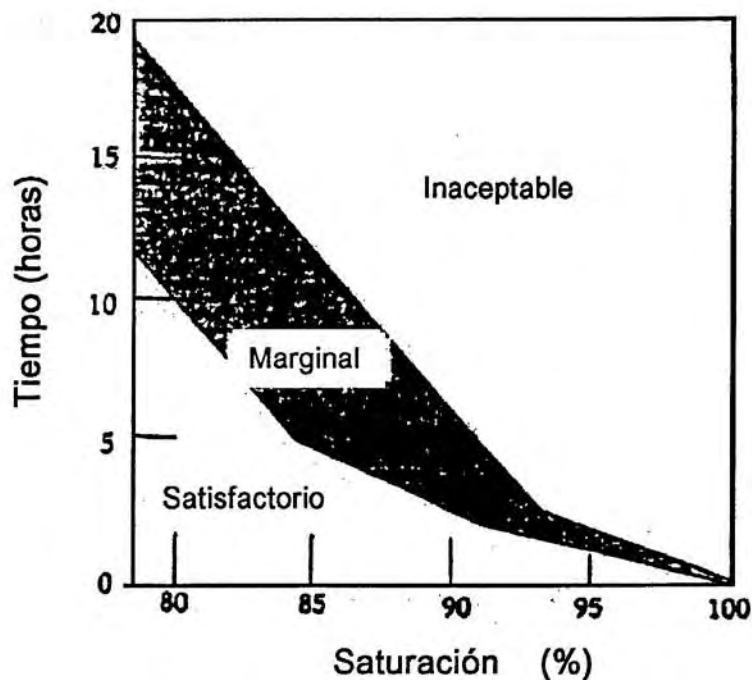


Fig. 7.12. Criterio de drenaje para capas granulares

### 7.6.3.3. Método del caudal constante

En este método se supone que hay un caudal uniforme de filtración y que el sistema de drenaje puede ser diseñado para drenar esa agua. Uno de los mayores defectos de este método es la dificultad para determinar los caudales de entrada y salida. Una aproximación rigurosa debería considerar todas las fuentes de agua en el pavimento. Así se tiene:

$$q_n = q_i + q_g + q_a + q_m - q_v \quad (7.21)$$

donde:

$q_n$  = caudal neto de entrada

$q_i$  = caudal de infiltración

$q_g$  = caudal de entrada por gravedad

$q_a$  = caudal de entrada por flujo artesiano

$q_m$  = caudal por derretimiento de hielo

$q_v$  = caudal de salida por flujo vertical

El libro "Highway Subdrainage Manual" (Moulton-1980) es una buena guía para consultar en lo que respecta al uso de esta ecuación.

#### 7.6.4. Porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación

En el cálculo del porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación debe excluirse el período de tiempo en el año en el cual el pavimento está congelado. El tiempo durante la estación seca del año también debe ser eliminado, dado que una eventual lluvia durante este período sólo incrementa un poco el contenido de humedad de un suelo seco y no provoca saturación. El índice de Thornthwaite puede ser una ayuda para determinar los niveles de humedad; los valores negativos indican largos períodos secos, mientras que valores positivos indican períodos secos cortos.

El período de deshielo de primavera comprende parte del tiempo próximo a la saturación para pavimentos contruídos en áreas húmedas y frías. El número de días de lluvia puede obtenerse de datos meteorológicos y el porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{(S+R)}{365} 100 \quad (7.22)$$

donde:

P=porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación

S=días de deshielo de primavera

R=días con lluvia si el pavimento puede drenar hasta el 85% del grado de saturación en 24 horas o menos. Si el tiempo de drenaje excede 24 horas, deben usarse los días de lluvia multiplicados por el tiempo de drenaje en días.

#### 7.6.5. Ejemplo

Se trata de un camino de cuatro trochas con separador central. El pavimento es de hormigón simple con juntas transversales separadas 4,9 m (15 pies). La subrasante es un suelo A-6 (19). La profundidad de nivel freático oscila entre 1,2 a 1,8 m (4 a 6 pies) y estacionalmente puede llegar al nivel de camino. Las características granulométricas de las capas están en esta tabla:

Tamiz	% que pasa		
	Subrasante	Filtro	Base permeable
1 1/2"	100	100	100
1"	100	98	94
3/4"	100	95	87
1/2"	100	90	78
Nº4	100	72	44
Nº40	77	25	25
Nº200	32	7	5

Además:

Pendiente resultante:  $S_R=0,02\text{mm/m}$   
Longitud resultante:  $L_R=7,3\text{m}$  (20 pies)  
Espesor de base:  $H=152\text{mm}$  (6")  
Porosidad efectiva:  $N_e=0,25$   
Coeficiente de permeabilidad  $k=610\text{ m/día}$  (2000pies/día)  
Volumen de vacíos:  $V_v=0,30$

En base a esta información calcular:

- 1)El tiempo de drenaje para el material de la base
- 2)Estimar el tiempo en que esta base estará saturada.
- 3)Determinar el coeficiente de drenaje para un pavimento rígido.
- 4)Examinar el diseño del filtro.

En primer lugar se determina el factor de pendiente  $S_1$ :

$$S_1 = \frac{L_R \cdot S_R}{H} = \frac{7,3 \cdot 0,02}{0,152} = 0,96$$

Con este  $S_1$ , el factor de tiempo  $T_{50}$  es 0,245 (fig. 7.13).

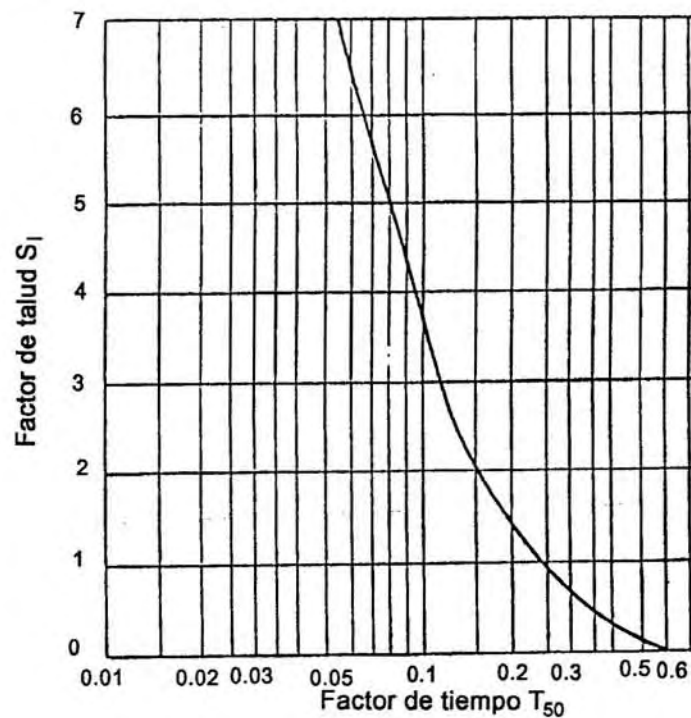


Fig. 7.13. Factor de tiempo para un drenaje del 50%



$$\text{Luego se calcula } m = \frac{N_e L_R^2}{H k} = \frac{0,25 \cdot 7,3^2}{0,152 \cdot 610} = 0,144$$

El tiempo para drenar esta capa es:

$$t = T m 24 = 0,245 \times 0,144 \times 24 = 0,85 \text{ horas}$$

Suponiendo que hay 19 días de deshielo en primavera y 22 días con lluvia, el tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación es:

$$P = \frac{(S+R)}{365} \cdot 100 = \frac{(19+22) \times 100}{365} = 11,2\%$$

Como el tiempo para drenar es 0,85 horas y la calidad del drenaje es excelente, se debe usar un coeficiente de drenaje para un  $P=11\%$  igual a  $C_d=1,13$ .

Se hace también una verificación de la granulometría de los materiales en lo que concierne a condiciones de filtro:

$$\frac{D_{15}^{\text{capa de transición}}}{D_{85}^{\text{subrasante}}} = \frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} = \frac{0,18}{0,70} = 0,25 < 5$$

$$\frac{D_{50}^{\text{capa de transición}}}{D_{50}^{\text{subrasante}}} = \frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} = \frac{1,60}{0,15} = 10,7 < 25$$

$$\frac{D_{15}^{\text{base}}}{D_{15}^{\text{capa de transición}}} = \frac{D_{15}^F}{D_{85}^M} = \frac{2,50}{9,00} = 0,30 < 5$$

$$\frac{D_{50}^{\text{base}}}{D_{50}^{\text{capa de transición}}} = \frac{D_{50}^F}{D_{50}^M} = \frac{6,00}{1,60} = 3,75 < 25$$

Como puede verse, el filtro es adecuado.

## 7.7.FHWA. Technical paper 90-91. Drenaje de pavimentos

El objetivo de esta guía es considerar el análisis de drenaje en el diseño de pavimentos a los efectos de eliminar la posibilidad de una reducción de la vida útil de los mismos por efecto del agua que puede presentarse en el paquete estructural. En todos los casos donde sean de preverse problemas de humedad deben diseñarse dispositivos de drenaje que consistirán en una base drenante, drenes colectores longitudinales y filtros de transición hechos con material granular o geotextiles.

### 7.7.1.Coeficientes de drenaje AASHTO

Aparecen en la versión 86 del método de diseño. Estos coeficientes son mayores, iguales o menores que 1, dependiendo de la bondad de las capas de drenaje. Capas drenantes tendrán coeficientes mayores que 1, con lo que podrán diseñarse paquetes

estructurales de menor espesor. Si el drenaje no es bueno, el coeficiente será menor que 1 y obligará a hacer un paquete estructural de mayor espesor para resistir iguales condiciones de tránsito. Es necesario aclarar que ese paquete de mayor espesor no será un sustituto de un buen drenaje.

### 7.7.2. Análisis de drenaje

En un análisis de drenaje se deben estudiar las granulometrías y permeabilidades de los distintos materiales presentes en el proyecto. La permeabilidad puede determinarse in situ o en laboratorio.

También debe calcularse la capacidad de los drenes longitudinales. Por ejemplo para una base permeable, una zanja drenante envuelta con geotextiles con una tubería de 4" (10cm) de diámetro es un buen dispositivo de drenaje. En general, los drenes deben diseñarse para drenar el agua dentro de las 2 horas desde la terminación de la lluvia. En un buen sistema de drenaje, la capacidad drenante tiene que ir aumentando desde el material aguas arriba hacia aguas abajo.

En lo que respecta al geotextil usado como filtro en capas drenantes se debe cumplir :

- Retención de suelo
- Permeabilidad
- Potencial de taponamiento
- Composición química
- Condiciones de puesta en obra y de durabilidad

Las bases permeables son un medio excelente para permitir la rápida remoción del agua de la estructura de un pavimento antes de que el agua lo dañe. Pueden estar hechas con materiales estabilizados o no. En una buena base drenante, el agua libre no debe permanecer más de 2 horas desde el final de la precipitación.

En la fig. 7.14 se ven diferentes secciones transversales de bases permeables.

Es conveniente prever un sistema de drenes colectores longitudinales cuyo diámetro y orificios serán función de la granulometría de la base. No conviene proyectar la base drenante para que drene directamente a la atmósfera.

Los agregados que forman una base drenante deben ser resistentes, durables, en general de piedra partida y sin finos. Se recomienda como mínimo una permeabilidad de 1000 pies/día ( $305\text{m/día}=0,35\text{cm/seg}$ ).

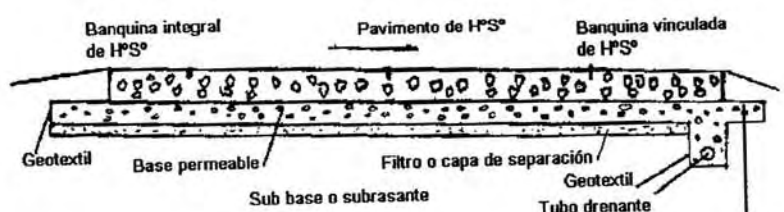
Las bases drenantes estabilizadas pueden construirse con cemento o con asfalto. El asfalto se coloca en un 2 a 2,5% en peso y mezclado con un material de granulometría abierta. El cemento portland se coloca en una cantidad entre 80 a 170 Kg/m<sup>3</sup>.

En las bases no estabilizadas se debe tener mucho cuidado con el desplazamiento y la segregación del material durante la construcción y evitar la contaminación con finos luego de su colocación.

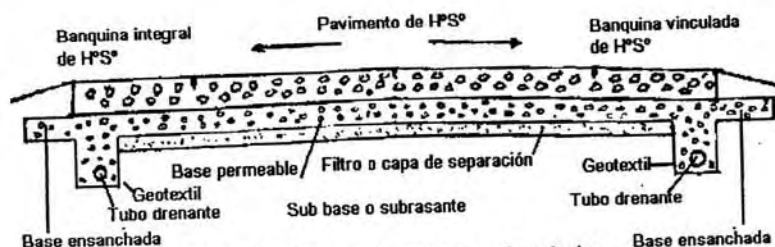
El propósito de la compactación de una base granular es hacer una capa durable y resistente sin disminuir sus propiedades drenantes. Esto puede lograrse con el pasaje de un rodillo liso de 4 a 10 tn de peso, una a tres veces.



Pavimento de HPSº ensanchado con banquetas de CºAº



Pavimento de HPSº con banquetas vinculadas



Pavimento de HPSº con banquetas vinculadas



Pavimento de HPSº ensanchado con banquetas de CºAº

Fig. 7.14. Secciones transversales de bases permeables

El espesor mínimo de una base drenante debe ser 4" (10cm) y debe extenderse al menos de 0,30 a 0,90 m (1 a 3 pies) por fuera del pavimento para asegurar una huella estable para la pavimentadora.

Para capas de transición se recomienda un espesor mínimo de 4" (10cm).

En lo referente a tuberías de drenaje se puede decir que las hay de distinto tipo. Tienen una alta capacidad hidráulica, pero deben ser usados con cuidado si la capa que la rodea tiene más del 20% de finos. En la fig. 7.15 se muestran algunas aplicaciones de estos drenes.

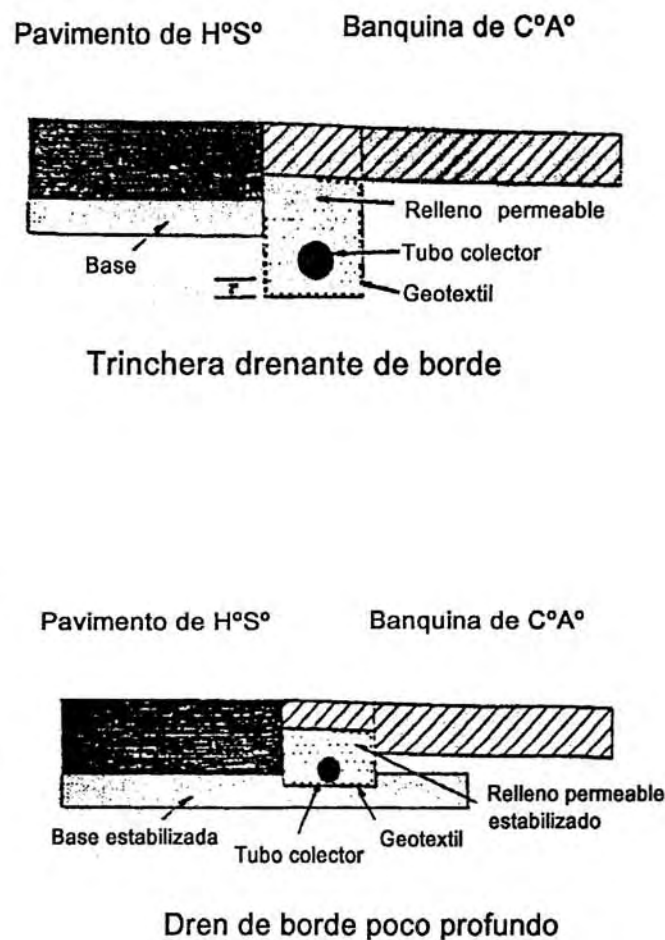


Fig. 7.15. Aplicaciones de tubos perforados y geotextiles

Las salidas laterales (lateral outlets) son muy útiles en el diseño de un sistema de drenaje. Están hechas de metal o de cualquier otro material rígido y se las coloca con una

pendiente del 3%. La salida de este dispositivo debe estar al menos a 6" (15cm) por encima del nivel del agua de la cuneta para el caudal correspondiente a una recurrencia de 10 años.

El espaciamiento de estas salidas varía entre 75 y 90 m. En la fig. 7.16 se ve este dispositivo.

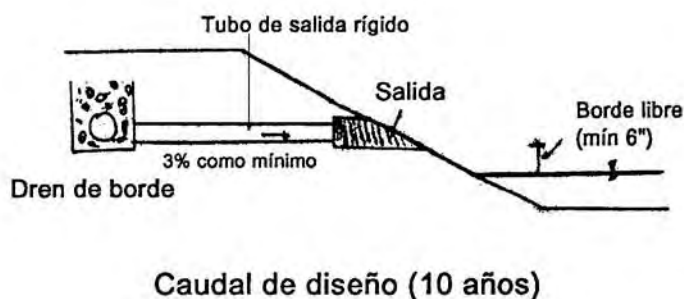


Fig. 7.16.Salida lateral

Una vez construido todo el sistema de drenaje, el mismo deberá estar sometido a trabajos de mantenimiento periódicos. Se debe evitar que lo obstruya la vegetación, que se tapone con finos, etc.

## 7.8.Efecto de subrasantes expansivas y congelantes en la pérdida de serviciabilidad

### 7.8.1.Introducción

Se considerarán en esta sección las pérdidas de serviciabilidad por efecto del hinchamiento o congelación de subrasantes. Ambos fenómenos producen levantamientos diferenciales a lo largo del perfil longitudinal del camino, lo que se traduce en un aumento de la rugosidad. El criterio que se describirá a continuación no debe aplicarse si el hinchamiento producido es constante, lo que no producirá un aumento de rugosidad, como también si se emplean medidas preventivas. Ejemplo de estas últimas son: aislación de la subrasante expansiva frente a cambios de humedad, tratamiento con cal o reemplazo, o bien para subrasantes congelantes implementar un buen drenaje o dispositivos de control de congelamiento (colocación de un material que no sea susceptible al congelamiento).

### 7.8.2. Subrasantes expansivas

Para determinar la pérdida de serviciabilidad por hinchamiento de la subrasante se deben conocer: constante de hinchamiento, levantamiento potencial vertical y probabilidad de hinchamiento.

Los suelos susceptibles de sufrir hinchamiento son finos, especialmente las arcillas, pero no todas ellas son expansivas. Se puede decir que las arcillas expansivas son aquellas que tienen un límite líquido mayor que 50%, y, en general, una relación LL/IP menor que 2,5 aproximadamente. Corresponden a los suelos CH según la Clasificación Unificada o a los A-7-6 según la clasificación de la AASHTO.

Si se considera algún proyecto de rehabilitación, es necesario tener en cuenta que gran parte del hinchamiento ya ha ocurrido en los primeros años de construido el pavimento, por lo que es de prever un hinchamiento muy bajo para el diseño del refuerzo.

La constante de hinchamiento  $\theta$  es un factor usado para estimar la velocidad a la cual tendrá lugar éste. Puede variar entre 0,04 y 0,20. Se usan valores altos cuando el suelo está expuesto a aportes importantes de humedad debido a fuertes lluvias, drenaje insuficiente, etc. Se usan valores bajos cuando es muy difícil el acceso de humedad a la subrasante. En la fig. 7.17 se encuentra un gráfico para estimar la constante de hinchamiento considerando el aporte de humedad y el estado de la subrasante (variando entre fracturada y cerrado).

El hinchamiento potencial vertical  $V_R$  representa la expansión vertical que puede sufrir la subrasante bajo condiciones extremas (alta plasticidad y gran aporte de humedad). El proyectista puede obtener el valor de  $V_R$  mediante ensayos de laboratorio, por procedimientos empíricos o por su experiencia. La fig. 7.18 presenta un gráfico que puede

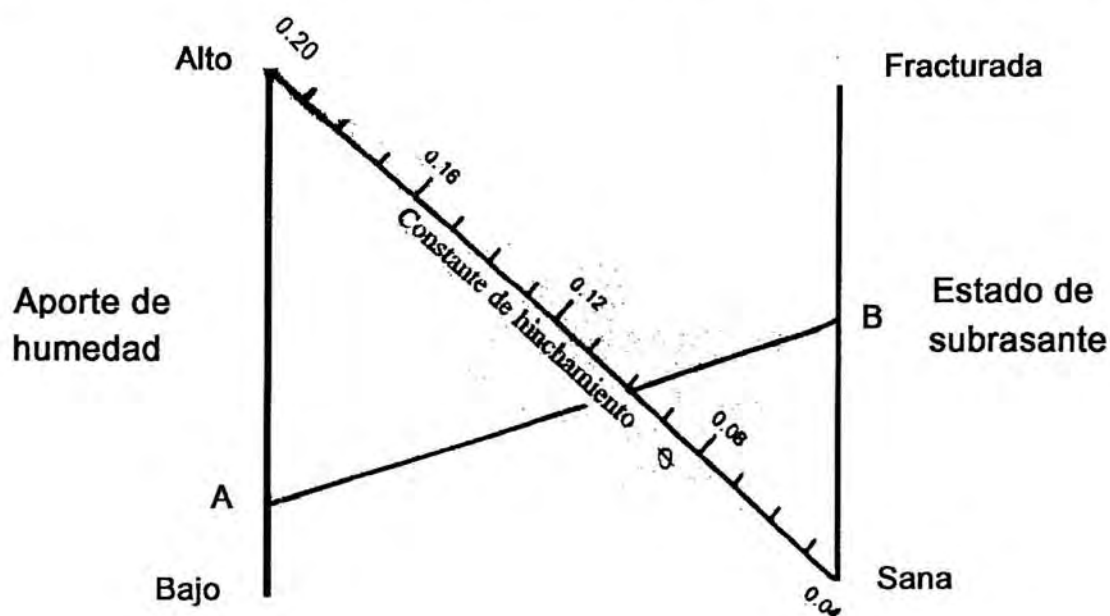


Fig. 7.17. Gráfico para estimar la constante de hinchamiento



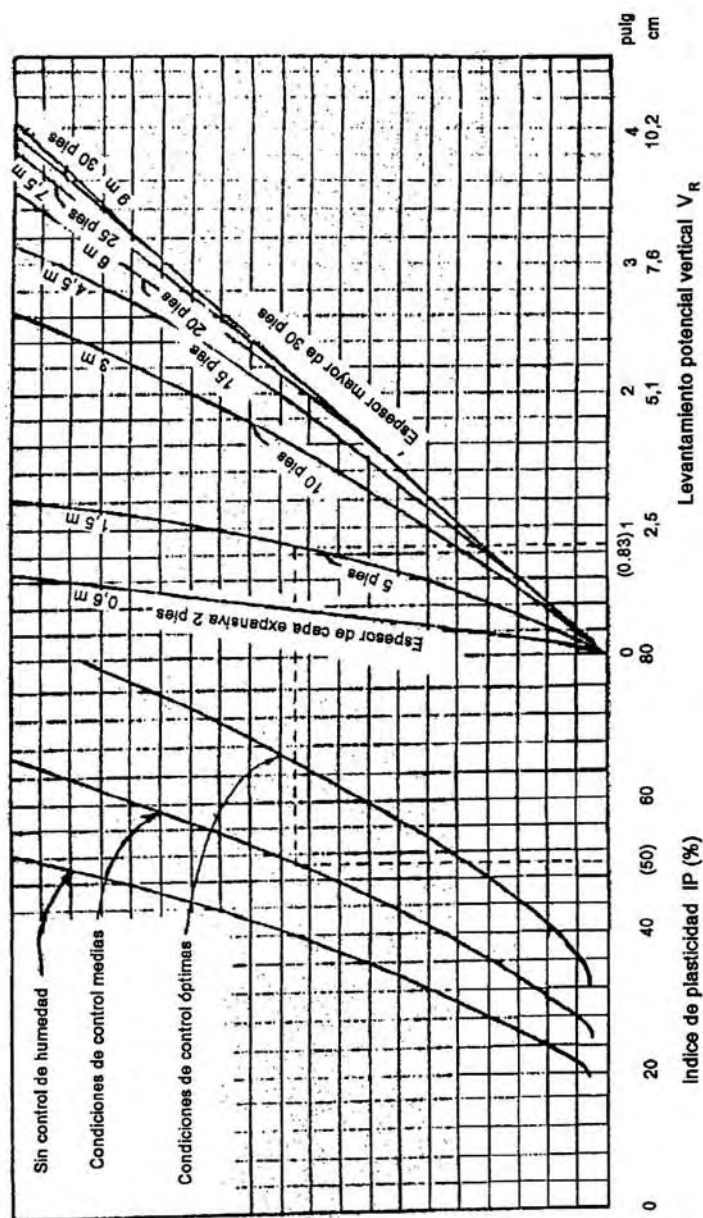


Fig. 7.18. Gráfico para estimar el hinchamiento potencial vertical

usarse para determinar el hinchamiento potencial vertical entrando con el índice de plasticidad de la subrasante, las condiciones de humedad y el espesor de la capa expansiva.

La probabilidad de hinchamiento representa la proporción, expresada en porcentaje, de la longitud del proyecto sometida a hinchamiento. La probabilidad de hinchamiento en un lugar determinado es del 100% si el IP es mayor de 30% y el espesor de la capa expansiva es mayor de 60 cm (o si  $V_R$  es mayor de 0,5 cm). Por lo tanto la probabilidad de expansión debe determinarse mediante un estudio de suelos. Si el proyecto está dividido en zonas expansivas y no expansivas y son tratadas separadamente, se usa una probabilidad del 100% para las zonas expansivas.



Por último, mediante el ábaco de la fig. 7.19, entrando con el período de análisis para la obra, la constante de hinchamiento  $\theta$ , la probabilidad de hinchamiento  $P_s$  y el hinchamiento potencial vertical  $V_R$ , se obtiene  $\Delta PSI_{sw}$  que es la pérdida de serviciabilidad por efecto de la subrasante expansiva.

Cuando se prevé la colocación de un refuerzo, en lugar de usar el período de análisis, se usa la vida útil de la primera etapa del pavimento.

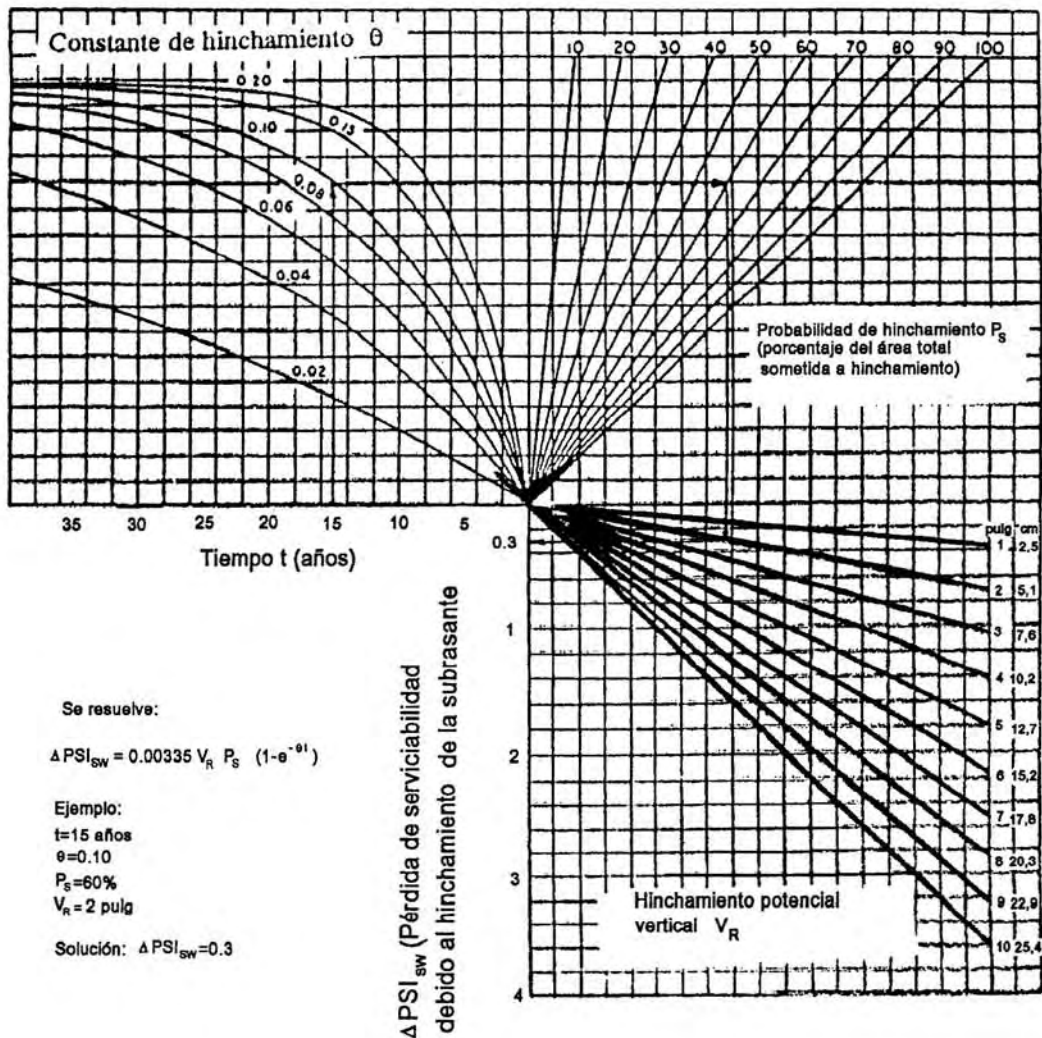


Fig. 7.19. Abaco para obtener la pérdida de serviciabilidad por subrasante expansiva

### 7.8.3.Subrasantes congelantes

En este apartado se explicará cómo determinar la pérdida de serviciabilidad debido a la acción del hielo. Si se usan procedimientos tales como el reemplazo de material susceptible por otro que no lo es, este efecto puede despreciarse. El congelamiento de la subrasante produce hinchamientos que se traducen en ondulaciones del pavimento y, por lo tanto, en una disminución de la serviciabilidad. La expansión por congelamiento ocurre cuando el agua libre en la subrasante se congela y forma lentes de hielo. El hielo ocupa más volumen que el agua y, lo que es peor, hay aporte de agua proveniente de las partes inferiores por acción capilar, si el nivel freático está próximo, para formar hielo, por lo que esas lentes de hielo crecen cada vez más incrementando el problema. Esto implica que una manera de neutralizar este problema es colocar una capa drenante para cortar ese ascenso capilar, es decir transformar lo que según Terzaghi es un sistema abierto, en uno cerrado.

El modelo para la expansión por congelamiento de la subrasante es casi idéntico al de las subrasantes expansivas. Fue deducido en base al comportamiento de 18 secciones experimentales en el estado de Michigan. Hay tres factores a tener en cuenta: velocidad de hinchamiento por congelación, máxima pérdida potencial de serviciabilidad debida a expansión por congelamiento y probabilidad de expansión por congelamiento.

La velocidad de hinchamiento por congelamiento nos da la velocidad de incremento de rugosidad por congelamiento (mm/día). Esta velocidad depende del tipo de suelo y del porcentaje de finos. La fig. 7.20 muestra un gráfico que puede usarse para estimar la velocidad de hinchamiento de subrasantes basada en la Clasificación Unificada y el porcentaje de material menor de 0,02mm.

La máxima pérdida potencial de serviciabilidad debida a la expansión por congelamiento depende de la calidad del drenaje y de la profundidad de penetración de la helada. La fig. 7.21 tiene un gráfico que puede usarse para estimar la máxima pérdida de serviciabilidad basada en estos factores. Los criterios basados para determinar la calidad del drenaje son los mismos que fueron definidos cuando se habló de drenaje.

Calidad de drenaje	Agua removida en:
Excelente	1/2 día
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	nunca

La probabilidad de expansión por congelamiento debe ser estimada por el proyectista en base al porcentaje del área del proyecto que puede experimentar hinchamiento por congelación. Esto está afectado por muchos factores incluyendo la extensión de subrasante susceptible de hinchamiento, humedad, calidad del drenaje, número de ciclos de congelación y deshielo en el año y profundidad de penetración de la helada. Esto debe hacerse en base a la experiencia, ya que no hay ningún método claro para determinar esta probabilidad.

Una vez definidos estos tres factores, con el gráfico de fig. 7.22 se puede determinar la pérdida de serviciabilidad  $\Delta PSI_{FH}$  debida a la expansión por congelamiento. El tiempo  $t$  a introducir en el gráfico debe ser igual al período de análisis. Cuando se plantea una construcción por etapas con refuerzos posteriores, el tiempo a introducir es la vida útil de la primera etapa del pavimento.

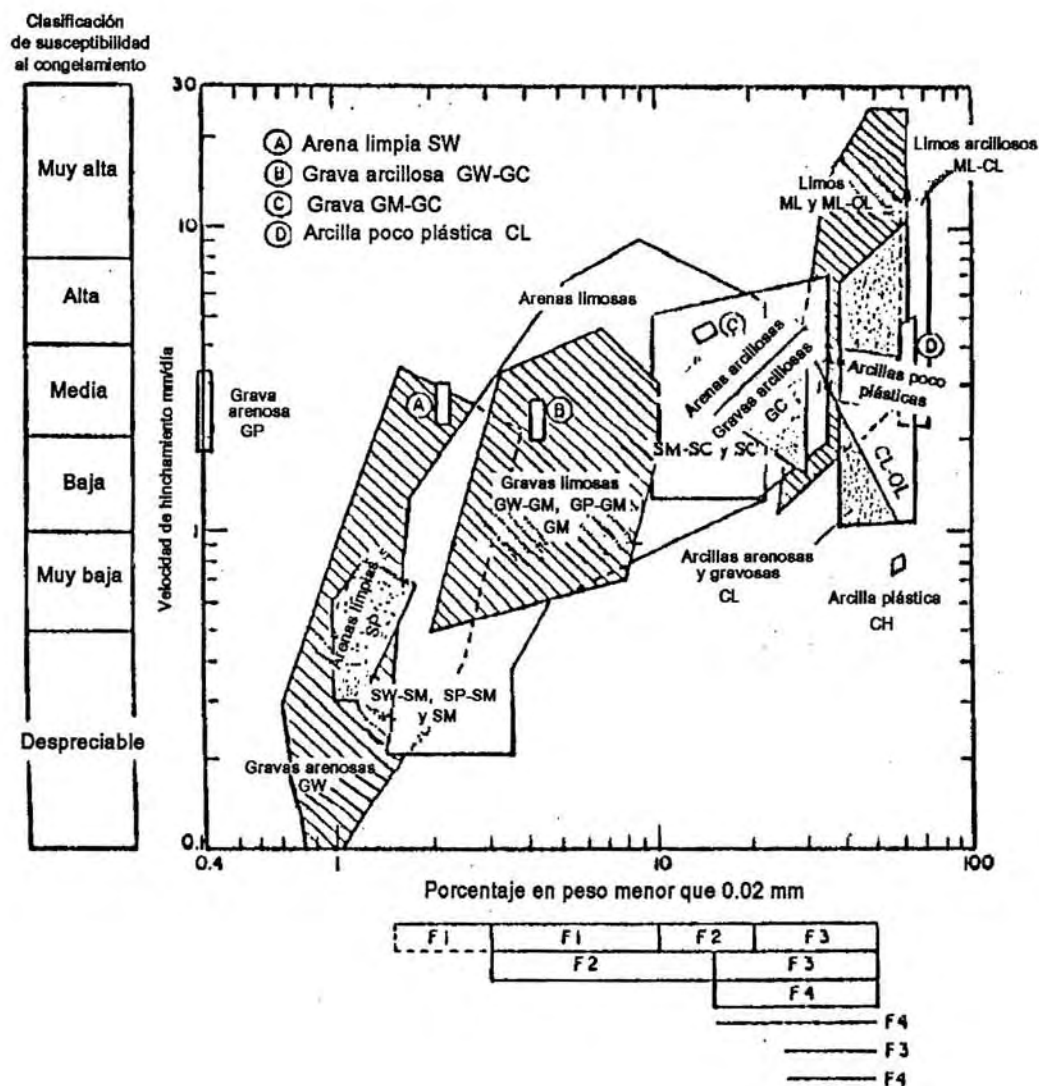


Fig. 7.20. Gráfico para estimar la velocidad de hinchamiento por congelación de la subrasante

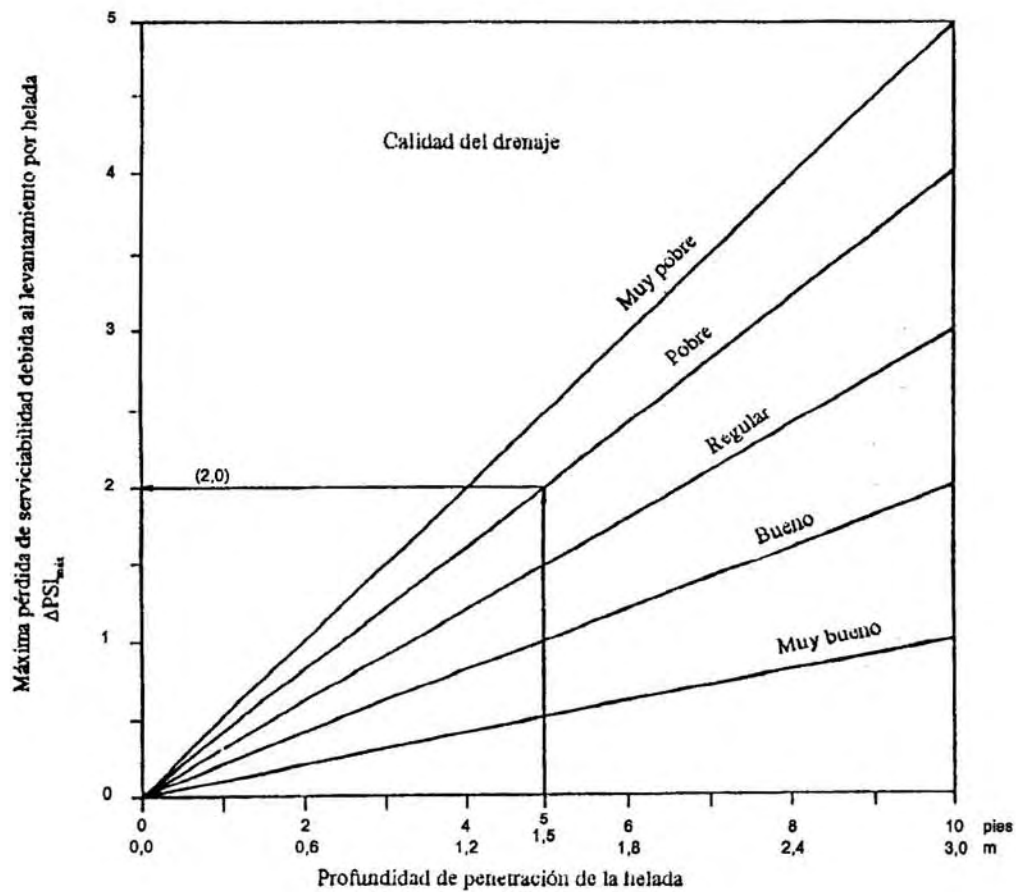


Fig. 7.21. Gráfico para estimar la máxima pérdida de serviciabilidad por hinchamiento por congelación

La curva de pérdida de serviciabilidad por congelamiento en función del tiempo puede combinarse con la curva de pérdida de serviciabilidad por hinchamiento en el tiempo para tener la curva de pérdida total de serviciabilidad por condiciones ambientales en función del tiempo, que sirve para diseño.

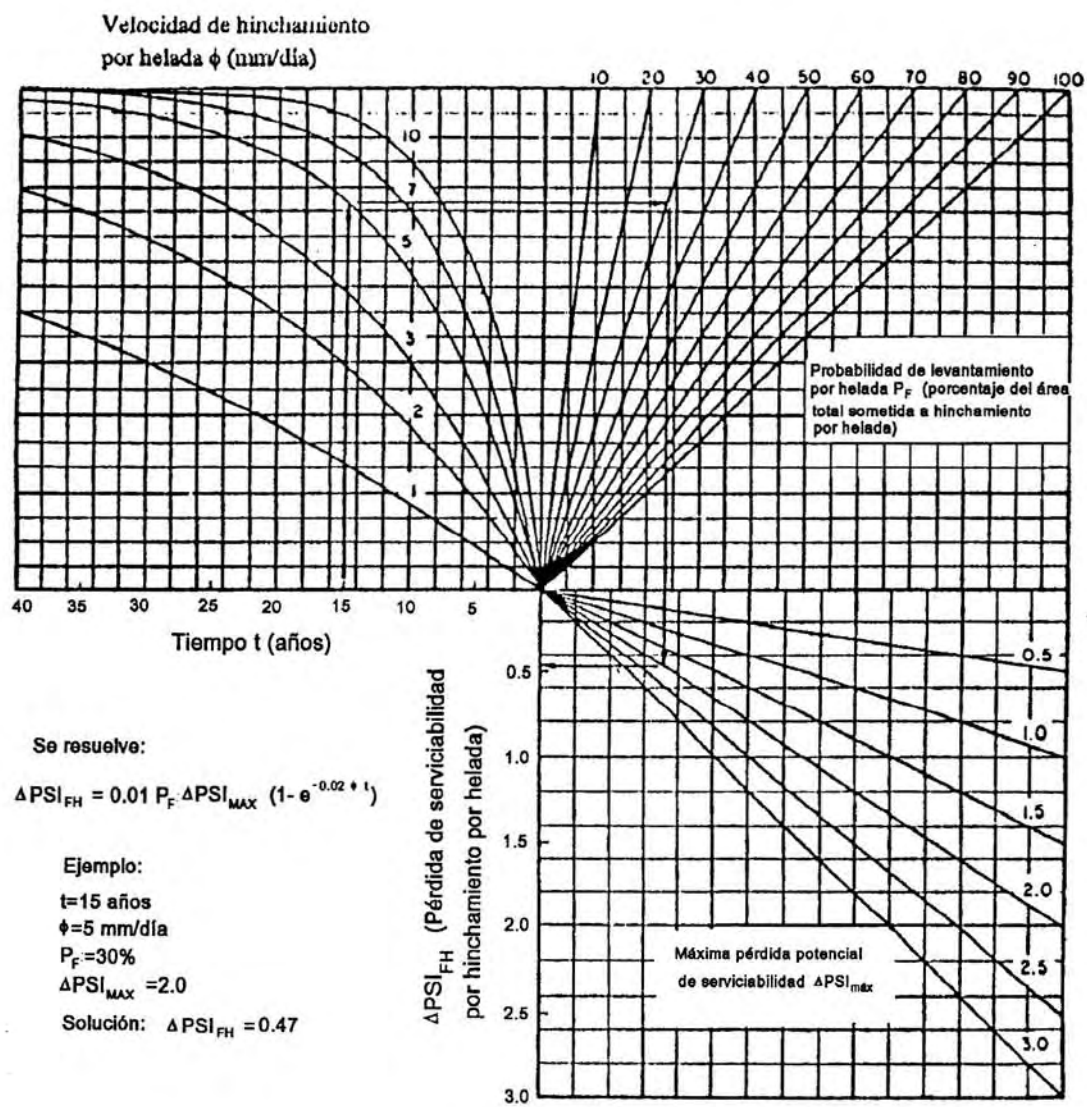


Fig. 7.22. Abaco para determinar la pérdida de serviciabilidad debida a hinchamiento por congelación

## CAPITULO 8

### Diseño de pavimentos flexibles

#### 8.1-Introducción

El primer antecedente en el diseño de pavimentos según el método AASHTO se tiene con el AASHO Road Test que fue un ensayo realizado sobre pavimentos de determinadas características bajo diferentes cargas en Ottawa, Illinois entre 1958 y 1960. De estos ensayos se obtuvo información para ser aplicada en la metodología de diseño de pavimentos. Así aparece la "AASHO Interim Guide for the Design of Rigid and Flexible Pavements" (1962) que contenía procedimientos de diseño basados en modelos empíricos deducidos de datos recolectados en el AASHO Road Test.

Luego aparece la "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures" en 1972 y luego de hacer observaciones a partir de 1983, aparece en 1986 la "AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures" con muchas modificaciones con respecto a la de 1972 (se tiene en cuenta la confiabilidad, módulos resilientes de materiales, coeficientes de drenaje y efecto de subrasantes expansivas o sometidas a congelación y deshielo) y finalmente en 1993 fue hecha una versión revisada de esta guía, que no ofrece cambios en lo que a diseño de pavimentos flexibles se refiere.

La fórmula original deducida del AASHO Road Test era:

$$\log W = \log \rho + G/\beta \quad (8.1)$$

siendo:

W=número de cargas de ejes tipo aplicadas hasta la serviciabilidad final

G=una función (el logaritmo) de la relación de pérdida de serviciabilidad en el tiempo t con respecto a la pérdida potencial para una serviciabilidad de 1,5

$\beta$ =función del diseño y de las cargas que influyen en la forma de la curva p (serviciabilidad) vs. W.

$$\beta = 0,40 + \frac{0,081 (L_1 + L_2)^{3,23}}{(SN+1)^{5,19} L_2^{3,23}} \quad (8.2)$$

donde:

SN=número estructural

$L_1$ =carga por eje simple o eje tandem

$L_2$ =código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tandem)

$\rho$  es una función del diseño y de las cargas que tiene en cuenta el número de aplicaciones de cargas para llevar la calzada a una serviciabilidad de 1,5.

$$\log \rho = 5,93 + 9,36 \log(SN+1) - 4,79 \log(L_1 + L_2) + 4,33 \log L_2 \quad (8.3)$$



Para el método de diseño AASHTO 86 y 93 la fórmula de diseño es:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9,36 \log(SN+1) - 0,20 + \frac{\log(\Delta PSI)}{0,40 + \frac{4,2-1,5}{(SN+1)^{5,19}}} + 2,32 \log M_R - 8,07 \quad (8.4)$$

donde:

SN=número estructural (pulg)

$W_{18}$ =número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas

$Z_R$ =abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

$S_0$ =desvío standard de todas las variables

$\Delta PSI$ =pérdida de serviciabilidad

$M_R$ =módulo resiliente de la subrasante (en psi)

Se reitera lo dicho en el apartado 1.2.2.4.4 en cuanto a la modificación que aparece en el número estructural SN con motivo de la implementación del programa DARWin 3.0 que permite el diseño de un pavimento flexible en unidades inglesas o métricas. La modificación consiste en que el número estructural deja de ser un adimensional para convertirse en un parámetro con unidades de longitud, que representa un espesor ficticio de pavimento. En unidades inglesas viene expresado en pulgadas y conserva el valor numérico obtenido mediante la expresión 8.4. En el sistema métrico viene expresado en mm y su valor es igual a SN (en pulg) multiplicado por 25,4.

## 8.2. Variables de entrada

Se describen a continuación las variables a considerar en el método AASHTO.

### 8.2.1. Variables de tiempo

Hay dos variables a tener en cuenta: período de análisis y vida útil del pavimento. La vida útil es el período que media entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento en que éste alcanza un grado de serviciabilidad mínimo. El período de análisis es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir. Puede ser igual que la vida útil, pero en casos en donde se prevén reconstrucciones a lo largo del tiempo, el período de análisis comprende varios períodos de vida útil, el del pavimento original y el de los distintos refuerzos. Los períodos de análisis recomendados son:

Tabla 8.1

Tipo de camino	Período de análisis
Gran volumen de tránsito urbano	30-50 años
Gran volumen de tránsito rural	20-50 años
Bajo volumen pavimentado	15-25 años



### 8.2.2.Tránsito

Se usa el número de repeticiones de ejes equivalentes de 18 kips (80 kN) o ESALs. La conversión de una carga dada por eje a ESAL se hace a través de los LEF (factores equivalentes de carga).

### 8.2.3.Confiabilidad

Se refiere al grado de certidumbre de que un dado diseño puede llegar al fin de su período de análisis en buenas condiciones. Sobre este punto se ha discutido en el capítulo 6.

Para una construcción por etapas (vida útil < período de análisis) se deben componer las confiabilidades de cada etapa para tener la confiabilidad en todo el período de diseño. Así se tiene:

$$R_{\text{etapa}} = (R_{\text{total}})^{1/n} \quad (8.5)$$

n es el número de etapas previstas

### 8.2.4.Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación

Si se tiene una subrasante expansiva o bien sometida a expansión por congelamiento, habrá una pérdida adicional de serviciabilidad que debe ser tomada en cuenta. Esto se hace analizando la pérdida de serviciabilidad por esta causa en función del tiempo mediante estudios hechos sobre los materiales existentes en el proyecto.

### 8.2.5.Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado. Así se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI (present serviceability index) mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 (pésimas condiciones) y 5 (perfecto). En el diseño del pavimento se deben elegir la serviciabilidad inicial y final. La inicial,  $p_0$ , es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción. La final o terminal,  $p_t$ , es función de la categoría del camino y es adoptada en base a ésta y al criterio del proyectista. Los valores recomendados son:

Serviciabilidad inicial

$p_0=4,5$  para pavimentos rígidos

$p_0=4,2$  para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final

$p_t=2,5$  o más para caminos muy importantes

$p_t=2,0$  para caminos de menor tránsito

### 8.2.6. Propiedades de los materiales

Como ya se ha hablado, la variable que se usa aquí es el módulo resiliente y en función de los mismos se obtienen los coeficientes estructurales o de capa.

### 8.2.7. Drenaje

En el método AASHTO los coeficientes de capa se ajustan con factores mayores o menores que la unidad para tener en cuenta el drenaje y el tiempo en que las capas granulares están sometidas a niveles de humedad próximos a la saturación. Sobre este tema se ha hablado en el capítulo 7.

## 8.3. Determinación de espesores

Ya se han presentado la ecuación de diseño para pavimentos flexibles y las variables de entrada. La ecuación puede ser resuelta en forma manual, lo cual es muy tedioso, o por medio de ábacos, como el de fig. 8.1, que es mucho más rápido aunque menos preciso por los errores al trazar las líneas con lápiz. Es conveniente tener un programa de computación con lo cual se logra exactitud y rapidez en la obtención de los resultados.

Con la fórmula de diseño se obtiene un valor llamado número estructural SN (structural number) y en función del mismo, se determinan los distintos espesores de capas que forman el paquete estructural.

Las variables de entrada en este ábaco de diseño son:

- Tránsito estimado por trocha,  $W_{18}$ , a lo largo de la vida útil del pavimento
- Confiabilidad R
- Desvío standard de todas las variables  $S_0$
- Módulo resiliente efectivo (que tenga en cuenta las variaciones a lo largo del año) de la subrasante  $M_R$
- Pérdida de serviciabilidad  $\Delta PSI$

La expresión que liga el número estructural con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \quad (8.6)$$

donde:

$a_1, a_2, a_3$  son los coeficientes estructurales o de capa, adimensionales, de acuerdo a programa DARWin 3.0.

$m_2, m_3$  son los coeficientes de drenaje

$D_1, D_2, D_3$  son los espesores de capas, en pulg o cm

Esta ecuación no tiene una única solución, hay muchas combinaciones de espesores que la pueden satisfacer, no obstante esto se dan normativas tendientes a dar espesores de capas que puedan ser construídas y protegidas de deformaciones permanentes por las capas superiores más resistentes. A continuación se hablará sobre estas normativas.

Se resuelve:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9.38 \log (SN+1) - 0.20 + \frac{\log \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2-1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

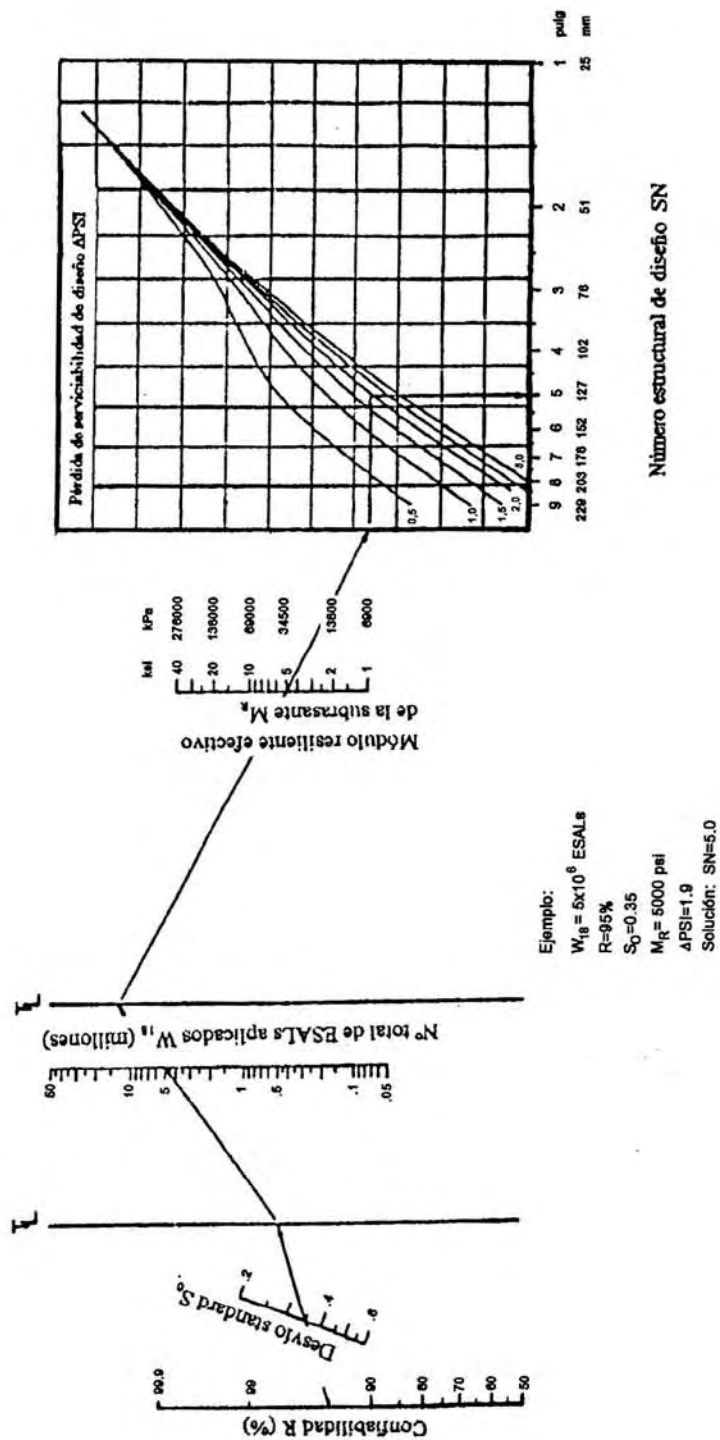


Fig.8.1. Abaco de diseño AASHTO para pavimentos flexibles

### 8.3.1. Estabilidad y factibilidad de construcción

No es práctico ni económico colocar capas de un espesor menor que el mínimo requerido. Además las capas de un cierto espesor por encima de un mínimo son más estables. Muchas veces se especifica un número de espesor de capas para mantener la estructura del pavimento por encima del nivel de congelamiento o para mitigar los efectos de los suelos expansivos.

Muchas reparticiones establecen los espesores mínimos para tratamientos superficiales. El espesor de una capa de tratamiento superficial es despreciable en lo que se refiere al porcentaje de SN absorbido, pero tiene gran efecto en la base y sub base ya que reduce la entrada de agua en la estructura del pavimento.

En la tabla 8.2 se dan valores de espesores mínimos sugeridos para capas de concreto asfáltico y base granular en función del tránsito.

Tabla 8.2

Espesores mínimos de concreto asfáltico y base granular

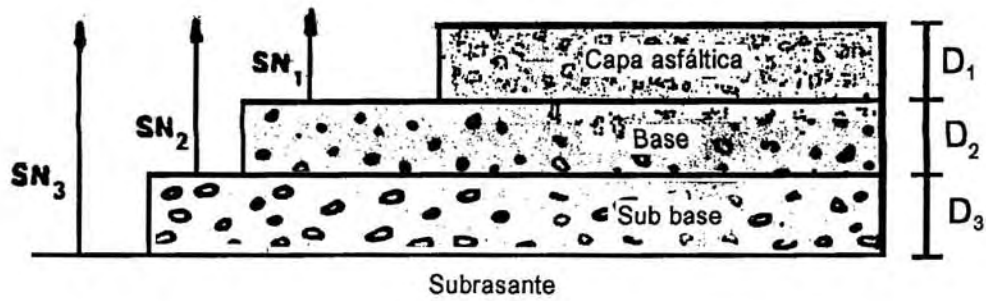
Número de ESALs	Concreto asfáltico	Base granular
Menos de 50000	2,5 cm	10 cm
50000-150000	5,0 cm	10 cm
150000-500000	6,5 cm	10 cm
500000-2000000	7,5 cm	15 cm
2000000-7000000	9,0 cm	15 cm
Más de 7000000	10,0 cm	15 cm

### 8.3.2. Espesores mínimos en función del SN

Esto se basa en el concepto de que las capas granulares no tratadas deben estar protegidas de tensiones verticales excesivas que les producirían deformaciones permanentes. El proceso está indicado en la fig. 8.2 y se explica a continuación:

En primer lugar, los materiales son seleccionados para cada capa, por ejemplo una capa de concreto asfáltico en caliente, una base tratada con asfalto y una sub base granular. Se conocen los módulos resilientes de cada capa. Usando el ábaco de fig. 8.1 se pueden determinar los números estructurales requeridos para proteger cada capa no tratada reemplazando el módulo resiliente de la subrasante por el módulo resiliente de la capa que está inmediatamente abajo. Así para determinar el espesor  $D_1$  de la capa de concreto asfáltico se supone un  $M_R$  igual al de la base y así se obtiene el  $SN_1$  que debe ser absorbido por el concreto asfáltico. El espesor  $D_1$  debe ser:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad (8.7)$$



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

$$SN_1^* = a_1 D_1 > SN_1$$

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

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

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

Fig.8.2. Procedimiento para determinar espesores mínimos de capas

Se adopta un espesor,  $D_1^*$ , ligeramente mayor y el número estructural absorbido por esta capa es:

$$SN_1^* = a_1 D_1^* \quad (8.8)$$

Para determinar el espesor mínimo de la base, se entra al ábaco con el  $M_R$  de sub base y entonces se obtiene el  $SN_2$  a ser absorbido por concreto asfáltico y base. Así

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} \quad (8.9)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor,  $D_2^*$ , y el número estructural absorbido será:

$$SN_2^* = a_2 m_2 D_2^* \quad (8.10)$$

Por último, para la sub base se entra con el  $M_R$  correspondiente a subrasante y se obtiene  $SN_3 = SN$  para todo el paquete estructural ya calculado. En este caso el espesor es:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} \quad (8.11)$$

Se adopta un espesor ligeramente mayor  $D_3^*$  y se obtiene el número estructural absorbido por la sub base:

$$SN_3^* = a_3 m_3 D_3^* \quad (8.12)$$

Como verificación:

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* \geq SN \quad (8.13)$$

Con este criterio cada capa del paquete estructural resulta protegida. Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas sobre otras que tengan un módulo resiliente mayor de 280 MPa (40000 psi). En este caso el espesor de la capa situada encima será establecido en base a la relación costo-eficiencia y espesores mínimos desde el punto de vista constructivo.

Ejemplo

Calcular este paquete estructural en base al criterio de espesores mínimos

siendo:

$R=90\%$

$S_0=0,35$

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

$\Delta PSI=2,0$

Tabla 8.3  
Propiedades de materiales

Material	$M_R$ MPa (psi)	$a_i$	$m_i$
Concreto asfáltico	2760 (400000)	0.42	----
Base piedra partida	207 (30000)	0.14	0.80
Sub base granular	97 (14000)	0.10	0.70
Subrasante	34 (5000)	----	----

De acuerdo a los módulos resilientes se obtiene:

$SN=5,2$  pulg

$SN_1=2,8$  pulg para proteger la base

$SN_2=3,8$  pulg para proteger la sub base

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1 m_1} = \frac{2,8}{0,42} = 6,7", \text{ adoptado } 7,0" \quad SN_1^* = a_1 m_1 D_1^* = 0,42 \times 7,0 = 2,94$$

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{3,8 - 2,94}{0,14 \times 0,80} = 7,7" \text{ adoptado } 8,0" \quad SN_2^* = a_2 m_2 D_2^* = 0,14 \times 0,80 \times 8,0 = 0,90$$

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{5,2 - (2,94 + 0,90)}{0,10 \times 0,90} = 19,4" \text{ adoptado } 20,0" \quad SN_3^* = a_3 m_3 D_3^* = 0,10 \times 0,70 \times 20,0 = 1,40$$



$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 2,94 + 0,90 + 1,40 = 5,24 > 5,2$$

### 8.3.3. Consideraciones de costo en la selección de espesores de capas

Una vez establecidos los espesores mínimos en base al criterio de protección de capas, el costo inicial del pavimento debe ser minimizado para prever un diseño alternativo al ya obtenido.

Una aproximación tendiente a reducir el costo de la estructura del pavimento es calcular el costo por unidad de SN para cada capa, en \$/SN o sea costo unitario/ $a_i m_i$ .

Por ejemplo, los costos de estos materiales son, según tabla 8.4:

Tabla 8.4

Material	Costo unitario	$a_i$	$m_i$	\$/SN	SN/\$
Piedra partida	0.40	0.16	0.80	3.13	0.32
Grava	0.32	0.10	0.95	3.37	0.30
Concreto asfáltico	1.50	0.37	1.00	4.05	0.25

Usando este criterio se maximizará el espesor del material que provea la mayor contribución estructural por dólar o peso gastado y se minimizará el espesor de menor contribución por dólar o peso gastado. En este caso, la piedra partida provee el mayor número estructural por cada dólar gastado y el concreto asfáltico el menor.

### 8.4. Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

Es para el caso de paquetes estructurales sobre suelos expansivos o sometidos a hinchamiento por helada. Veamos cómo se determina el período de vida útil de un pavimento en estas condiciones:

1) Se selecciona un número estructural apropiado para la estructura inicial del pavimento usando los procedimientos ya descriptos. Como el número estructural tiene muy pequeño efecto en la pérdida de serviciabilidad debido a las causas ambientales, este número estructural no debe ser mayor que el requerido para condiciones de subrasantes normales. En este caso es  $SN=4,4$  pulg.

2) Se selecciona un período de vida útil que se espera bajo condiciones de expansión o hinchamiento por helada y se lo coloca en la columna 2. Este período debe ser menor que el previsto para condiciones normales.

3) Usando el gráfico de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales (fig. 8.3) se puede conocer la pérdida de serviciabilidad para los períodos de columna 2 y se los coloca en columna 3.



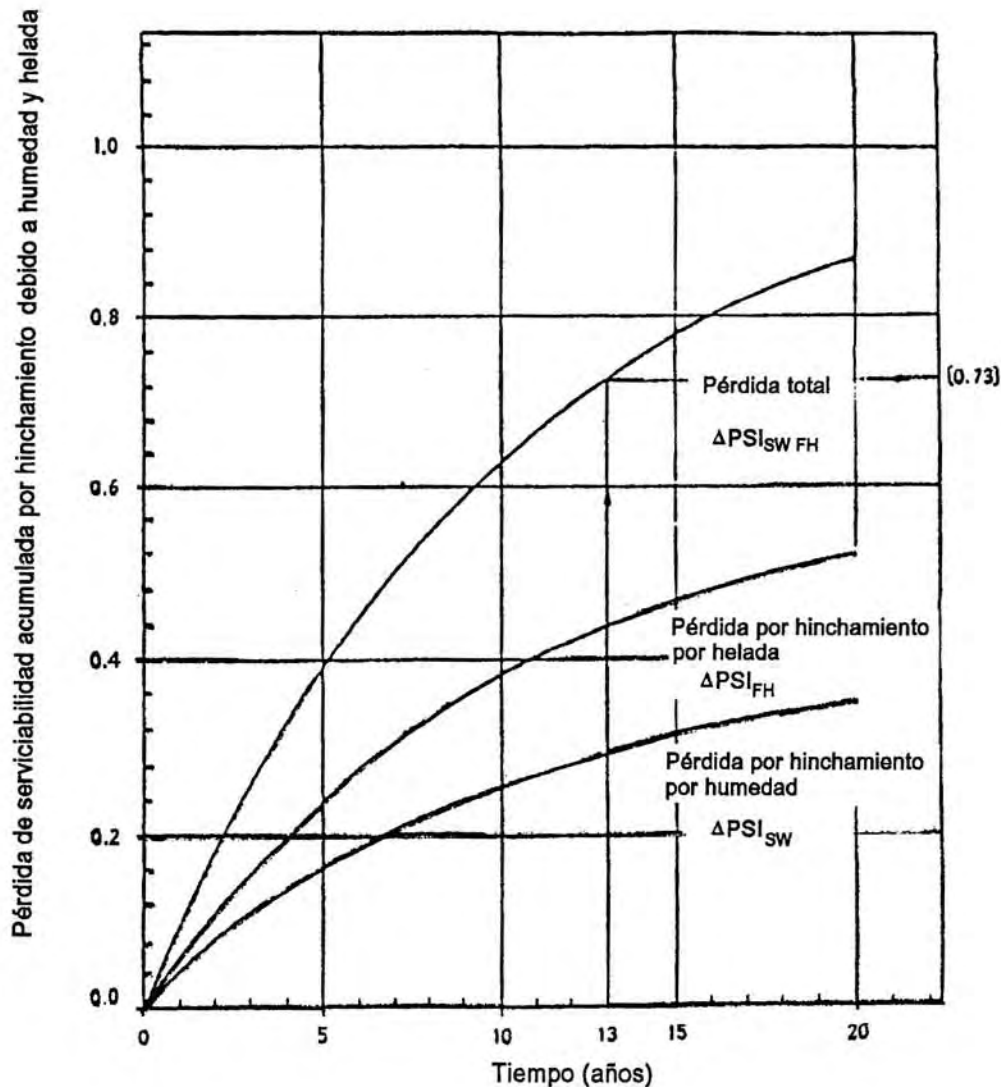


Fig.8.3. Pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

4) Se resta la pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales de la pérdida total de serviciabilidad ( $\Delta p=4,4-2,5=1,9$  en el ejemplo) para establecer la pérdida de serviciabilidad por efecto exclusivamente del tránsito y se la pone en columna 4.

5) Mediante el ábaco de fig. 8.1 se puede estimar el número de ESALs que corresponde a la pérdida de serviciabilidad de columna 4. Estos valores se colocan en columna 5.

6) Se estima el número de años que corresponde a cada uno de los valores de ESALs de columna 5 y estos valores van a columna 6.

7) Se compara el período de vida útil de columna 2 con el de columna 6. Si la diferencia es mayor que un año, se promedian ambos y se usa este promedio para la próxima iteración. Si la diferencia es menor que un año se puede afirmar que se ha alcanzado la convergencia y el

promedio entre valores correspondientes de columna 2 y 6 es el período de vida útil previsto para ese camino con el número estructural adoptado.

$$p_0=4.4$$

Máximo período de vida útil=15 años

$$\Delta PSI=4.4-2.5=1.9$$

Tabla 8.5

Iteración N°	Período de vida útil estimado (años)	$\Delta p$ por hinchamiento	$\Delta p$ por tránsito 1.9-(3)	N° ESALs	Período de vida útil correspondiente (años)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	13.0	0.73	1.17	$2.0 \times 10^6$	6.3
2	9.7	0.63	1.27	$2.3 \times 10^6$	7.2
3	8.5	0.56	1.34	$2.6 \times 10^6$	8.2

$$\text{Período de vida útil } \frac{8.5+8.2}{2} = 8.3 \text{ años} = 8.0 \text{ años}$$

## 8.5. Análisis de sensibilidad

La influencia que tienen las variables de entrada sobre el SN es muy dispar, unas pesan más que otras e incluso para valores altos o bajos, una variable puede tener distintas influencias en el SN. Aquí se dan varios ejemplos haciendo uso del programa DARWin. Los datos del ejemplo son:

$$W_{18} (\text{N° de ESALs}) = 10 \times 10^6$$

Serviciabilidad inicial  $p_0=4.2$

Serviciabilidad final  $p_f=2.5$

Confiabilidad  $R=90\%$

Desvío standard de las variables  $S_0=0.45$

Módulo resiliente de la subrasante  $M_R=5000 \text{ psi} = 35 \text{ MPa}$

De este análisis resulta un número estructural  $SN=143 \text{ mm}$  (5,6 pulg).

Fijando una de las variables y haciendo variar la otra se puede estudiar su sensibilidad. En la fig. 8.5 se muestra el efecto del tránsito sobre el SN. Un incremento de ESALs de 5 a 25 millones produce un incremento de SN de 31 mm (1,24 pulg). Este incremento es más sustancial a bajos niveles de tránsito. Por ejemplo un incremento de 5 a 10 millones produce un aumento de 13 mm (0,51 pulg) en el SN, mientras que un incremento entre 20 y 25 millones produce un incremento de 4 mm (0,17 pulg) en SN.

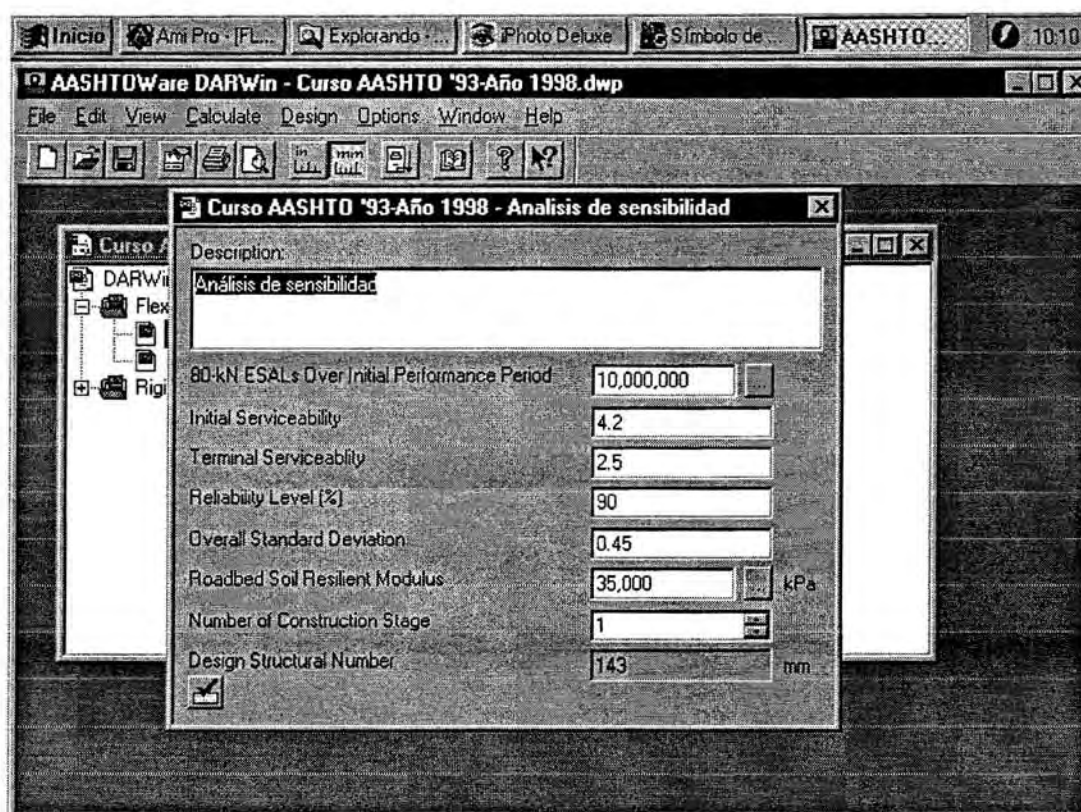


Fig. 8.4. Entrada de datos para estudio de sensibilidad

En la fig. 8.6 se muestra el efecto del cambio de serviciabilidad en el diseño de SN. Un incremento en el cambio de serviciabilidad de 1,0 a 2,5 produce un decremento de SN de 40 mm (1,58 pulg). El decremento es casi lineal.

En la fig. 8.7 se muestra el efecto del nivel de confiabilidad en el valor de SN. Si  $R$  es menor del 90%, los cambios en la confiabilidad tienen un efecto muy pequeño en SN, pero por encima del 90% el SN se incrementa notablemente. En este ejemplo se ve que cambiando la confiabilidad de 50 a 90%, el SN se incrementa en la misma cantidad que se incrementaría si  $R$  pasara del 90 al 99%. A partir de  $R=90\%$  la confiabilidad empieza a tener mucho peso.

En la fig. 8.8 se muestra el efecto del desvío standard de las variables sobre el SN. Hay una relación lineal con respecto a SN cuando la confiabilidad se mantiene constante porque ésta se traduce en el factor  $Z_R$  que multiplica a  $S_0$  en la fórmula de diseño. El  $S_0$  tiene una influencia muy pequeña en SN. Un aumento de  $S_0$  de 0,40 a 0,50 produce un incremento de 6 mm (0,23 pulg) en SN.

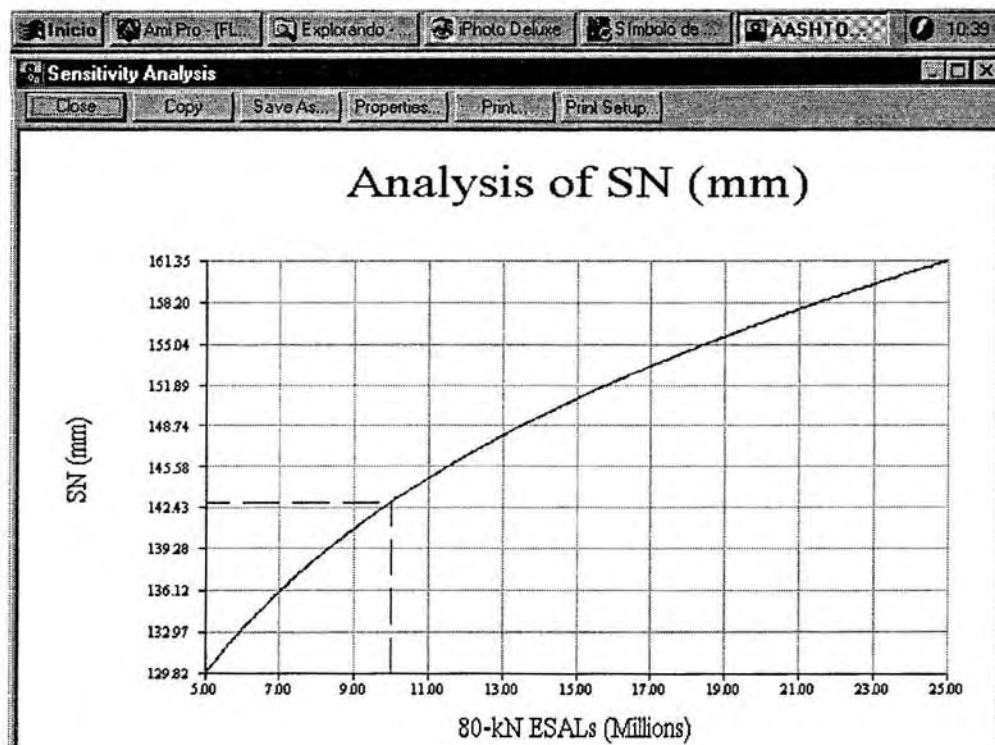


Fig. 8.5. Sensibilidad con respecto al tránsito

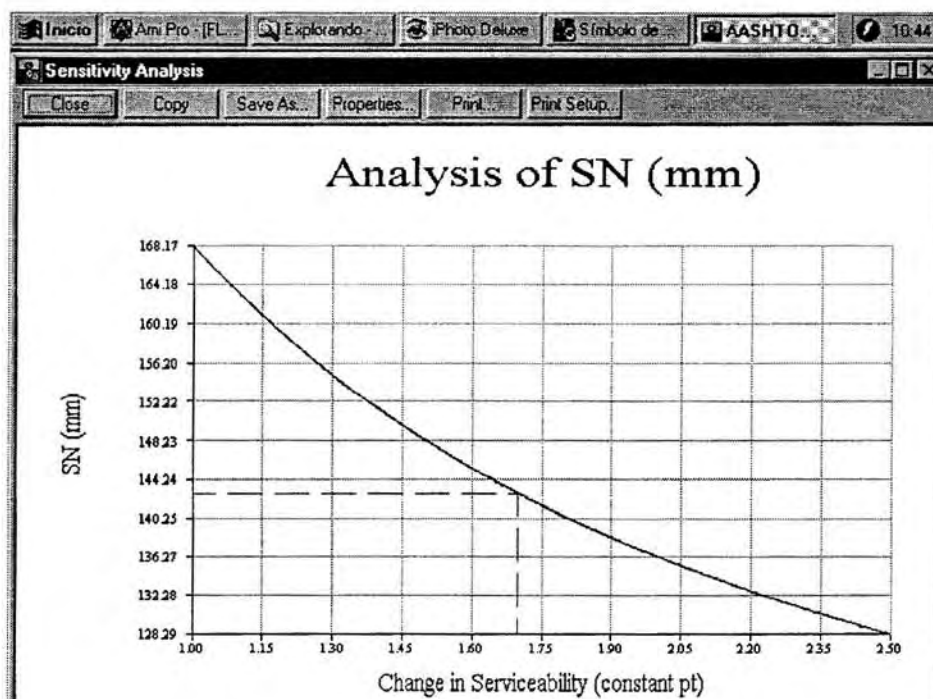


Fig. 8.6. Sensibilidad con respecto a la serviciabilidad

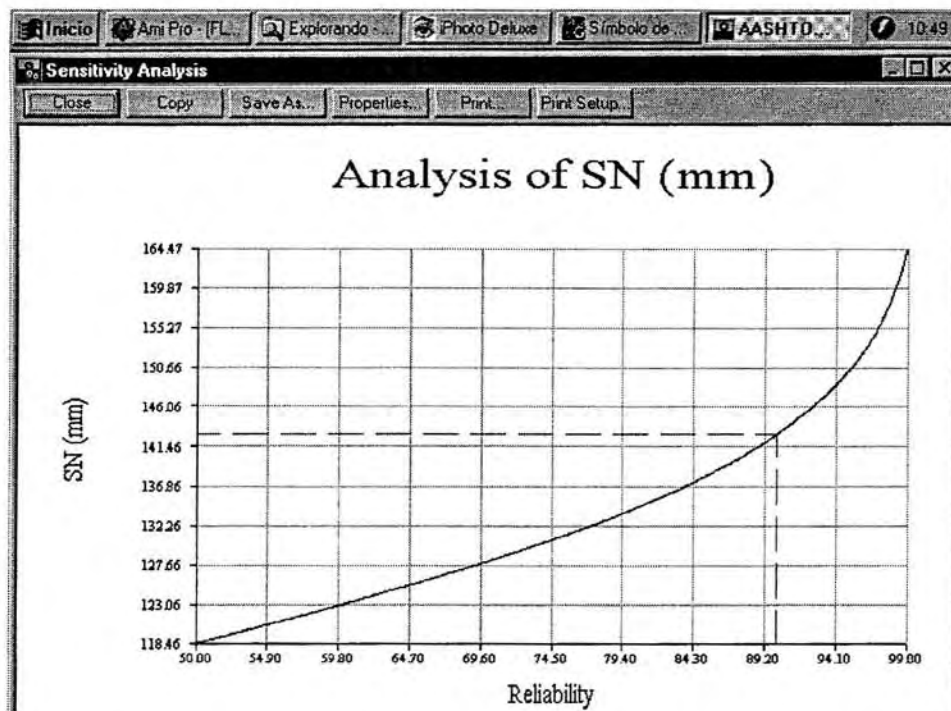


Fig. 8.7. Sensibilidad con respecto a la confiabilidad

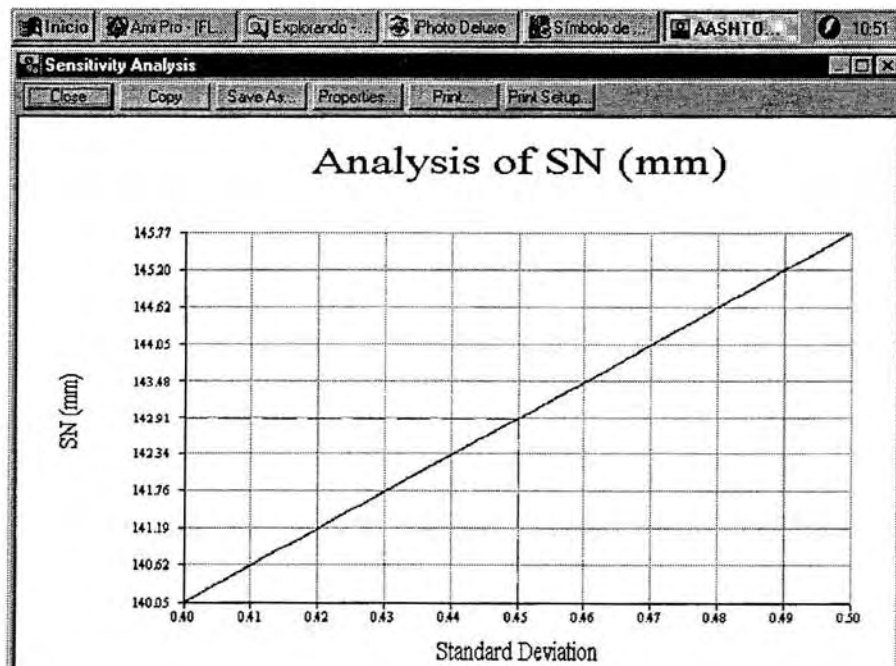


Fig. 8.8. Sensibilidad con respecto a  $S_0$



En la fig. 8.9 se ve el efecto del módulo resiliente de la subrasante en SN. Las subrasantes más débiles requieren un mayor SN para reducir las tensiones verticales y prevenir así la deformación permanente. Este incremento se puede lograr en forma eficiente y barata incrementando los espesores de base y sub base. A menos que la base tenga poca resistencia no conviene incrementar mucho la capa de concreto asfáltico. En este ejemplo, un incremento en  $M_R$  de 6,9 a 35,0 MPa (1000 a 5000 psi) provoca una reducción de 88 mm (3,4 pulg) en SN, mientras que un incremento en  $M_R$  de 35,0 a 61,7 MPa (5000 a 9000 psi) provoca una reducción de 25 mm (1,0 pulg) en SN.

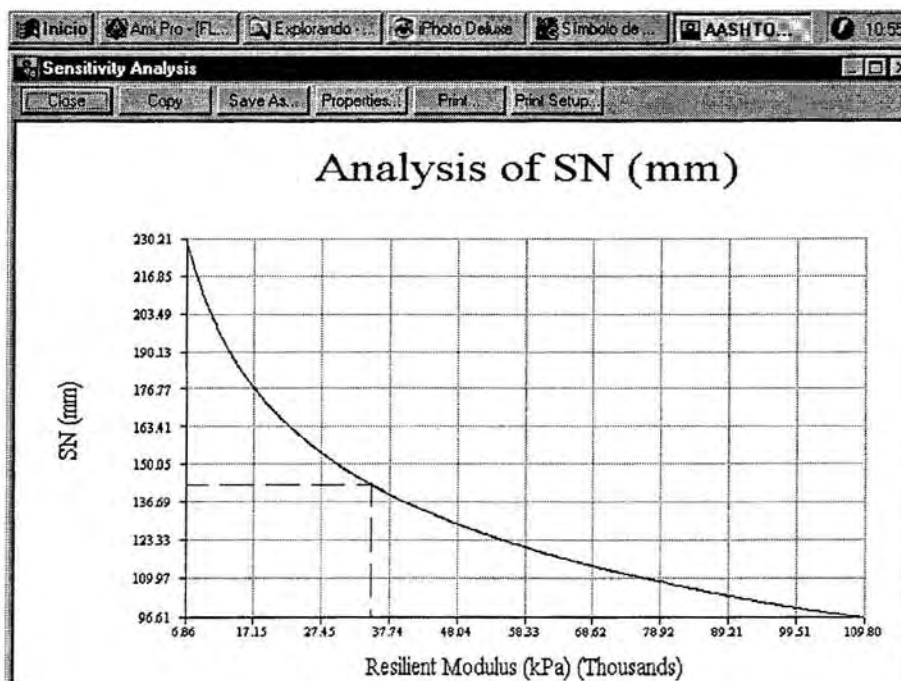


Fig. 8.9. Sensibilidad con respecto al módulo resiliente de subrasante

## 8.6.Limitaciones en el método de diseño AASHTO

Las limitaciones del método AASHTO son las siguientes:

1)Materiales y subrasantes limitados. El AASHO Road Test fue hecho con una clase típica de materiales y un único tipo de subrasante. La extrapolación de los resultados obtenidos a aplicaciones generales es peligrosa dado que los materiales y suelos de un determinado lugar pueden ser muy diferentes a los usados en el AASHO Road Test. Este problema se salva con el uso de factores de ajuste,  $M_R$ ,  $a_i$ ,  $m_i$ , etc, pero pese a todo, muchos de estos factores están basados en relaciones empíricas y deben usarse con cuidado.

2)Tránsito no mezclado. El AASHO Road Test consideraba el tránsito acumulado de vehículos con cargas y configuraciones por eje idénticos. En la realidad los pavimentos están expuestos a un gran número de configuraciones y cargas por eje. El proceso para convertir un tránsito mixto en un número equivalente de pasadas de ESALs se basa en una relación empírica no verificada in situ.

3)Períodos de vida útil muy cortos en el Road Test. El número de años y las cargas aplicadas en el AASHO Road Test representan sólo una fracción de la vida de diseño y de las aplicaciones de cargas vistas en la realidad. Con períodos muy largos en servicio, el deterioro del pavimento por condiciones ambientales empieza a ser importante.

4)Factores equivalentes de carga. Los factores equivalentes de carga usados para pasar del tránsito mixto al número de ESALs son válidos para los materiales , composición del pavimento, clima y subrasante del AASHO Road Test. La extrapolación de estos factores a otras condiciones es desconocida. Estos factores, a su vez están dados para niveles finales de serviciabilidad variables entre 2,0 y 2,5. Para caminos muy importantes de alto volumen de tránsito pueden adoptarse serviciabilidades finales mayores y estos LEFs no se adecuan correctamente.

5)Variabilidad. Una de las principales limitaciones del método AASHTO es que está basado en tramos muy cortos de pavimentos con un gran control de calidad en lo que respecta a materiales y construcción. La variabilidad en construcción y materiales en casos reales es mucho mayor. Los proyectos diseñados con valores medios tendrán fallas localizadas antes de que su serviciabilidad descienda a su nivel final, a menos que se use un alto nivel de confiabilidad en el diseño.

6)Falta de guía en el diseño. Los coeficientes estructurales o de capa y los factores de drenaje  $m_1$  tienen una gran importancia en la determinación de los espesores de pavimentos, pero se han dado muy pocas guías en este rubro. Lo mismo ocurre con la confiabilidad. La selección de estos valores debe estar basada en el buen juicio y experiencia del proyectista.

## **8.7.Tendencias futuras en el diseño de pavimentos flexibles**

El pavimento flexible es en realidad un sistema elástico multicapa. Hay dos maneras básicas de encarar el diseño de un pavimento. Uno de ellos considera un procedimiento general de diseño aplicable a diferentes condiciones de tránsito y clima. Este es un método empírico y simplista. Se basa en la correlación entre el comportamiento observado in situ y mediciones de propiedades de materiales y espesores. El AASHTO es un método de este tipo. El otro tipo de método de diseño está basado en métodos mecánico-empíricos y se fundamentan en la correlación entre la respuesta predicha de un pavimento a través de modelos elásticos o mediante análisis por elementos finitos y las mediciones observadas in situ. Como ejemplo se tiene el Método Shell.

La AASHTO consideró la posibilidad de implementar un método mecánico-empírico en la guía de Diseño AASHTO de 1986, pero finalmente se adoptó un método empírico como los anteriores por la gran aceptación que habían tenido éstos entre los usuarios y por el hecho de que un método mecánico-empírico necesita muchas verificaciones. No obstante, la tendencia es a ir hacia soluciones mecánicas y hacia allí apuntan las investigaciones.



## 8.8.Ejemplos

### 8.8.1.Diseñar un pavimento teniendo en cuenta estas características

Ubicación: rural

Clasificación: primaria

Datos de tránsito

Tránsito anual inicial esperado (ambas direcciones)= $2,67 \times 10^6$  ESALs

Distribución direccional DD=0,50

Distribución de camiones TD=0,70

Crecimiento de camiones (por año)=4%

Propiedades de materiales

Módulo del concreto asfáltico  $M_{AC}=2070 \text{ MPa}=300000 \text{ psi}$

Módulo resiliente base granular  $M_{BS}=172 \text{ MPa}=25000 \text{ psi}$

Módulo resiliente sub base granular  $M_{SB}=82,7 \text{ MPa}=12000 \text{ psi}$

Módulo resiliente subrasante:

Invierno (med. Diciembre-fines Febrero)  $M_R=207 \text{ MPa}=30000 \text{ psi}$

Primavera (med Marzo-fines Abril)  $M_R=6,89 \text{ MPa}=1000 \text{ psi}$

Verano y otoño (princ. Mayo-med. Diciembre)  $M_R=34,5 \text{ MPa}=5000 \text{ psi}$

Solución:

Algunas variables de entrada deben seleccionarse en base a la importancia funcional del pavimento, consideraciones de construcción por etapas, conocimiento de la calidad de la construcción y experiencia. Así se adoptan este tipo de variables:

- Período de vida útil= 10 años
- Período de análisis (incluye una rehabilitación)= 20 años
- Confiabilidad en el período de análisis:  $R=90\%$
- Desvío standard de todas las variables:  $S_0=0,45$
- Serviciabilidad inicial:  $p_0=4,5$
- Serviciabilidad final:  $p_t=2,5$

En cada etapa la confiabilidad será  $R=(0,90)^{1/2}=0,95=95\%$

El tránsito esperado para el final de la vida útil será:

$$W_{18} = \text{Factor de crecimiento tránsito} \times \text{tránsito inicial} \times DD \times TD \\ = 12,01 \times 2,67 \times 10^6 \text{ ESALs} \times 0,50 \times 0,70 = 11,2 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

El módulo efectivo de la subrasante es:  $M_R=14,15 \text{ MPa}=2100 \text{ psi}$

Variación de serviciabilidad  $\Delta PSI=p_0-p_t=4,5-2,5=2,0$  por tránsito

Se supone que por condiciones ambientales hay una pérdida adicional de 0,64 en 10 años, con lo que la pérdida de serviciabilidad es:

$$\Delta\text{PSI}=2,0-0,64=1,36$$

Para  $R=95\%$ ,  $S_0=0,45$ ,  $W_{18}=11,2 \times 10^6$  ESALs,  $M_R=2100$  psi y  $\Delta\text{PSI}=1,36$  corresponde  $\text{SN}=213$  mm (8,4 pulg), con:

$\text{SN}_1=92$  mm (3,6 pulg) para protección de base

$\text{SN}_2=123$  mm (4,8 pulg) para protección de sub base

Los coeficientes estructurales o de capa, función de la calidad de los materiales que forman cada capa, son:

Concreto asfáltico:  $a_1=0,36$

Base:  $a_2=0,12$

Sub base:  $a_3=0,12$

La base tiene buen drenaje y estará saturada menos del 5% del tiempo, por lo que  $m_2=1,12$ . La sub base tiene características de drenaje pobre y estará saturada el 25% del tiempo, correspondiéndole un coeficiente de drenaje  $m_3=0,85$ .

Se hizo un análisis de costos y se determinó que la base granular daba la mayor contribución estructural por dólar y que la capa de concreto asfáltico daba la menor contribución. Esta información se combina con la de los espesores mínimos para proteger capas y espesores mínimos constructivos.

-Espesor mínimo para capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{\text{SN}_1}{a_1} = \frac{92 \text{ mm}}{0,36} = 256 \text{ mm (10,1 pulg)}$$

Se adopta  $D_1^*=260$  mm (10,2 pulg)  $\text{SN}_1^*=a_1 D_1^*=0,36 \times 260=93,6$  mm

-Base granular

Como la capa más efectiva desde el punto de vista económico es la base granular, se elimina la sub base, resultando el espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{\text{SN}-\text{SN}_1^*}{a_2 m_2} = \frac{213-93,6}{0,12 \times 1,12} = 888 \text{ mm}$$

Se adopta  $D_2^*=900$  mm  $\text{SN}_2^*=900 \times 0,12 \times 1,12=121$  mm

$\text{SN}_1^*+\text{SN}_2^*=93,6+121=214,6 \text{ mm} > 213 \text{ mm}$  verifica

El espesor de esta estructura es:  $26+90=116$  cm, que resulta muy caro desde el punto de vista de la excavación para construirla. Si se piensa en una solución full depth se tiene:

$$D_1 \geq \frac{\text{SN}}{a_1} = \frac{213 \text{ mm}}{0,36} = 592 \text{ mm}$$

Se adopta en este caso  $D_1^* = 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$

¿Qué sucede si el tránsito de camiones se incrementa a razón de una tasa anual del 8%?

En este caso:

$$W_{18} = 14,49 \times 2,67 \times 10^6 \text{ ESALs} \times 0,50 \times 0,70 = 13,5 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

y de esta manera se obtienen:

$$SN = 218 \text{ mm (8,6 pulg)}$$

$$SN_1 = 95 \text{ mm (3,7 pulg)}$$

$$SN_2 = 126 \text{ mm (5,0 pulg)}$$

$$D_1 \geq \frac{SN - SN_1}{a_1} = \frac{95}{0,36} = 263 \text{ mm, se adopta } D_1^* = 270 \text{ mm} \quad SN_1^* = 270 \times 0,36 = 97,2 \text{ mm}$$

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{218 - 97,2}{0,12 \times 1,12} = 899 \text{ mm, se adopta } D_2^* = 900 \text{ mm}$$
$$SN_2^* = 900 \times 0,12 \times 1,12 = 121 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* = 97,2 + 121 = 218,2 \text{ mm} > 218 \text{ mm.}$$

El espesor total resulta:  $270 + 900 = 1170 \text{ mm} = 117 \text{ cm}$ , es decir 1 cm más que en el caso anterior.

¿Qué pasa si se considera el módulo resiliente de la subrasante correspondiente a Junio, o sea  $M_R = 34,5 \text{ MPa} = 5000 \text{ psi}$ ?

Se obtiene:

$$SN = 164 \text{ mm (6,4 pulg)}$$

$$SN_1 = 92 \text{ mm (3,6 pulg)}$$

$$SN_2 = 123 \text{ mm (4,8 pulg)}$$

$SN_1$  y  $SN_2$  no cambian porque son función del módulo resiliente de base y sub base respectivamente. Esto implica que sólo varía el espesor de la capa que protege la subrasante. El espesor de la base será:

$$D_2 \geq \frac{SN - SN_1}{a_2 m_2} = \frac{164 - 92}{0,12 \times 1,12} = 524 \text{ mm}$$

Se adopta  $D_2^* = 550 \text{ mm}$  y se ve que el espesor de esta base se ha reducido de 900 a 550 mm (35,4 pulg a 21,7 pulg) ( $\Delta D_2 = 35 \text{ cm} = 13,7 \text{ pulg}$ ).

8.8.2. Autopista urbana,  $W_{18}=2 \times 10^6$  ESALs. El agua drena del pavimento en aproximadamente una semana y la estructura del pavimento está expuesta a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo. Los datos de los materiales son:

-Módulo elástico del concreto asfáltico a 20°C (68°F)=3100 MPa=450000 psi

-Base CBR=100%  $M_{BS}=214$  MPa=31000 psi

-Sub base CBR=22%  $M_{SB}=93,1$  MPa=13500 psi

-Subrasante CBR=6%  $M_R=62,1$  MPa= 9000 psi

#### Solución

Como el pavimento es para una autopista urbana se adopta:

$R=99\%$

$S_0=0,49$

$p_0=4,5$

$p_t=2,5$

y así se obtiene del ábaco de fig 8.1:

$SN=108$  mm (4,3 pulg)

$SN_1=70$  mm (2,8 pulg)

$SN_2=94$  mm (3,7 pulg)

Los coeficientes de capa son:

Concreto asfáltico:  $a_1=0,44$

Base:  $a_2=0,14$

Sub base:  $a_3=0,10$

Los coeficientes de drenaje para base y sub base son  $m_2=m_3=0,80$

Espesor de concreto asfáltico:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{70}{0,44} = 159 \text{ mm (6,3 pulg)} \quad \text{se adopta } D_1^*=160 \text{ mm} \quad SN_1^*=160 \times 0,44 = 70,4 \text{ mm}$$

Espesor para base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 70,4}{0,14 \times 0,8} = 211 \text{ mm (8,3 pulg)}$$

$$\text{Se adopta } D_2^*=250 \text{ mm} = 25 \text{ cm} \quad SN_2^*=250 \times 0,14 \times 0,80 = 28 \text{ mm}$$

Espesor para sub base:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{108 - (70,4 + 28)}{0,10 \times 0,8} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Se adopta } D_3^*=150 \text{ mm} \quad SN_3^*=150 \times 0,10 \times 0,8 = 12 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 70,4 + 28 + 12 = 110,4 \text{ mm} > 108 \text{ mm} \quad \text{verifica}$$

¿Qué pasa si el módulo del concreto asfáltico fuera un 30% menor?

$E_{AC}=2170 \text{ MPa}=315000 \text{ psi}$      $a_1=0,38$     y esto obliga a hacer una capa asfáltica de mayor espesor, aunque el número estructural de todo el paquete no cambie y siga siendo 108 mm.

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{70}{0,38} = 184 \text{ mm}, \text{ se adopta } D_1^* = 190 \text{ mm} \quad SN_1^* = 190 \times 0,38 = 72,2 \text{ mm}$$

Espesor de base granular:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 72,2}{0,14 \times 0,8} = 195 \text{ mm}, \text{ se adopta } D_2^* = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}, \text{ menor que en el caso anterior}$$

$$SN_2^* = 200 \times 0,14 \times 0,8 = 22,4 \text{ mm}$$

Espesor de sub base:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_2 m_2} = \frac{108 - (72,2 + 22,4)}{0,10 \times 0,8} = 168 \text{ mm}, \text{ se adopta } D_3^* = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

$$SN_3^* = 200 \times 0,10 \times 0,8 = 16 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 72,2 + 22,4 + 16 = 110,6 \text{ mm} > 108 \text{ mm}$$

¿Qué pasa si el módulo de la base es un 30% menor?

$$E_{BS} = 150 \text{ MPa} = 21700 \text{ psi}$$

$$a_2 = 0,249 \log E_{BS} - 0,977 = 0,249 \log 21700 - 0,977 = 0,10 \quad SN_1 = 80 \text{ mm}$$

Espesor de capa asfáltica:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} = \frac{80}{0,44} = 182 \text{ mm}, \text{ se adopta } D_1^* = 190 \text{ mm} \quad SN_1^* = 190 \times 0,44 = 83,6 \text{ mm}$$

Espesor de base:

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2} = \frac{94 - 83,6}{0,10 \times 0,8} = 130 \text{ mm}$$

$$\text{Se adopta } D_2^* = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm} \quad SN_2^* = 150 \times 0,10 \times 0,8 = 12 \text{ mm}$$

Espesor de sub base:

$$D_3 \geq \frac{SN - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3} = \frac{108 - (83,6 + 12)}{0,10 \times 0,8} = 155 \text{ mm}$$

$$\text{Se adopta } D_3^* = 200 \text{ mm} \quad SN_3^* = 200 \times 0,10 \times 0,8 = 16 \text{ mm}$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = 83,6 + 12 + 16 = 111,6 \text{ mm} > 108 \text{ mm}, \text{ verifica}$$

8.8.3. Usando el programa DARWin diseñar un pavimento flexible para una calle colectora con estos datos:

Nº de ESALs previstos =  $1,5 \times 10^6$

$M_R$  para subrasante = 41,4 MPa = 6000 psi

#### Propiedades de los materiales

Material	Coefficiente de capa	Coefficiente de drenaje	Costo \$/m <sup>2</sup> -mm (\$/yd <sup>2</sup> -pulg)
Concreto asfáltico	0.40	1.00	0.07 (1.47)
Piedra partida	0.16	1.20	0.03 (0.63)
Grava	0.10	1.00	0.02 (0.42)

Se adopta:

$p_0 = 4,2$

$p_t = 2,5$

$R = 85\%$

$S_0 = 0,45$

El programa da SN= 98 mm (3,87 pulg) y la pantalla aparece como en fig.

8.10.

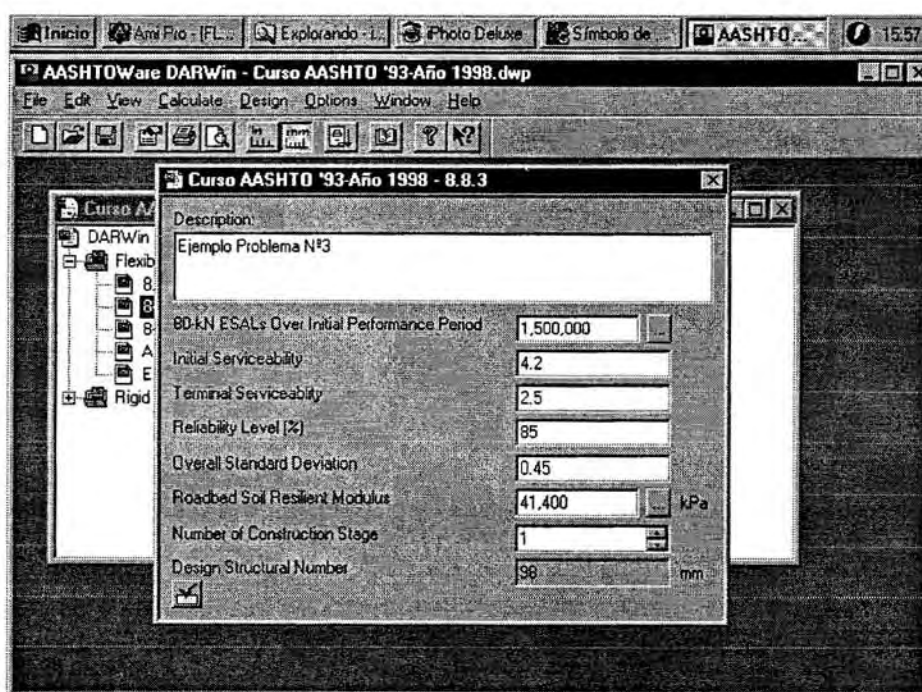


Fig. 8.10. Datos de entrada del problema tal como aparecen en pantalla



El DARWin contiene un algoritmo que determina el espesor óptimo de cada capa basado en el costo y capacidad estructural de los materiales. En este procedimiento se determina el número estructural en base al criterio de espesor mínimo de cada capa y luego se agrega el material con el menor costo por SN hasta alcanzar el SN de diseño. En este ejemplo, la piedra partida es el material que tiene menor costo por SN y entonces se adiciona hasta que se alcance el máximo espesor permitido. La sub base de grava es el material que le sigue en cuanto a costos y es sumada hasta que se alcance el SN. El paquete estructural consistirá en 10 cm (4") de concreto asfáltico, 22,5 cm (9") de base formada por piedra partida y 15 cm (6") de sub base (ver fig. 8.11).

¿Qué pasa si el precio del concreto asfáltico baja a \$0,06/m<sup>2</sup>-mm (\$1,26/yard<sup>2</sup>-pulg)?

En este caso, el concreto asfáltico se convierte en el material de menor precio por SN y el paquete óptimo estará formado por 13,5 cm (5,3") de concreto asfáltico, 15 cm (6") de piedra partida y 15 cm (6") de sub base granular (ver fig. 8.12).

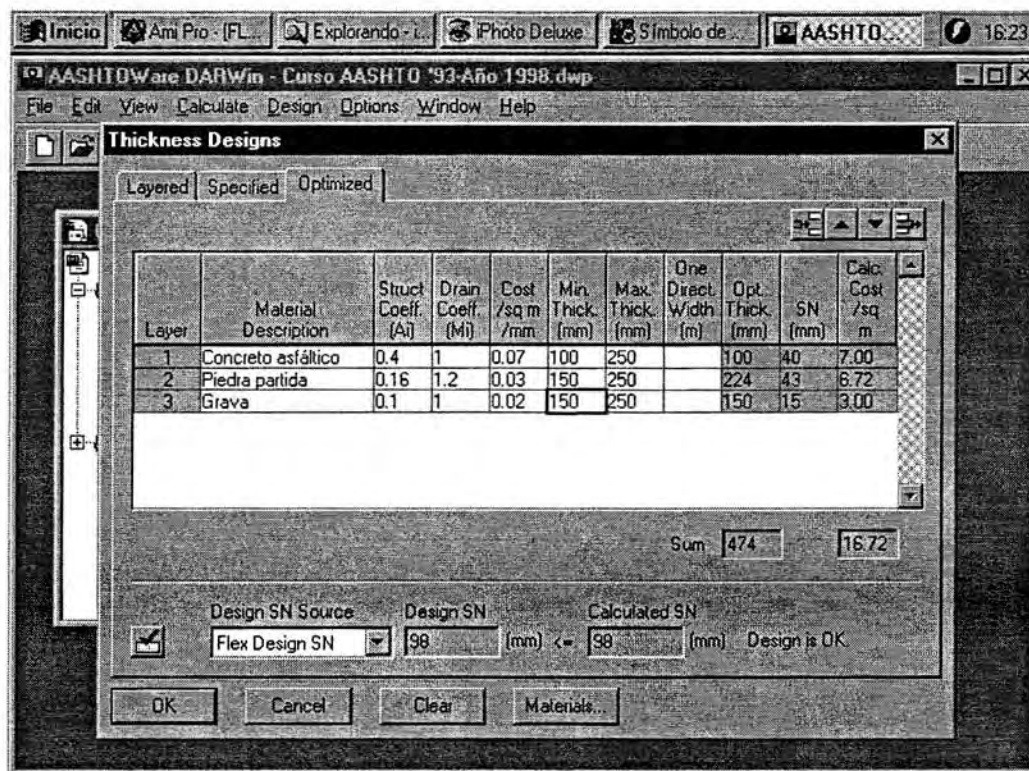


Fig. 8.11. Salida de resultados para el diseño óptimo según datos de entrada



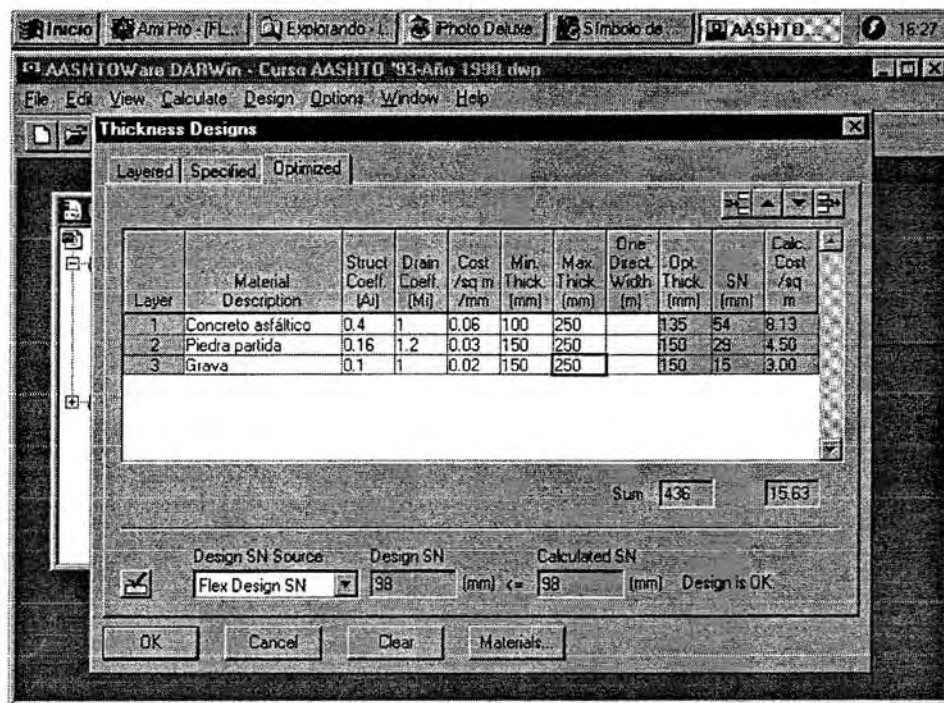


Fig. 8.12. Salida de resultados para el caso de concreto asfáltico más barato

## CAPITULO 9

### Diseño de pavimentos rígidos

#### 9.1.Introducción

La primera guía AASHO para diseño de pavimentos rígidos fue hecha en 1962 ("AASHO Interim Guide for Design of Pavement Structures"). Esta fue evaluada y revisada en 1972 y 1981. Entre 1984 y 1985, el Subcomité en Diseño de Pavimentos y consultores revisaron la guía en vigencia y así sale la "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures" (1986) con muchas variaciones con respecto a las versiones anteriores. En 1993 se publica una nueva versión de la guía, pero sin cambios en lo que concierne al diseño de pavimentos rígidos.

El programa DARWin permite el diseño de pavimentos rígidos.

El criterio para diseño de pavimentos rígidos se basa en los resultados de los ensayos del AASHO Road Test realizados en Ottawa, Illinois, entre 1958 y 1960.

La fórmula original deducida de este ensayo es:

$$\log W = \log \rho + G/\beta \quad (9.1)$$

donde cada uno de los factores tiene el mismo significado que para pavimentos flexibles (ver cap. 8), aunque varían las expresiones de  $\rho$  y  $\beta$ .

$$\log \rho = 5,85 + 7,35 \log(D+1) - 4,62 \log(L_1 + L_2) + 3,28 \log L_2 \quad (9.2)$$

$$\beta = 1,00 + \frac{3,63(L_1 + L_2)^{5,20}}{(D+1)^{8,46} L_2^{3,52}} \quad (9.3)$$

donde:

D=espesor de la losa, en pulg

$L_1$ =carga en un eje simple o tándem, en kips

$L_2$ =código de ejes (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

La ecuación (9.1) fue modificada en 1962 usando la ecuación de tensiones en esquina de Spangler para tener en cuenta las propiedades del material: resistencia a la flexión, módulo de elasticidad y reacción de soporte de subrasante.

Las innovaciones presentadas en la guía de 1986 son: confiabilidad R, desvío standard de las variables  $S_0$ , coeficiente de drenaje  $C_d$ , y también la posibilidad de considerar la acción de suelos expansivos y efectos de hinchamiento por helada. El factor LS (pérdida de soporte) fue agregado para tener en cuenta la pérdida de soporte por erosión de la sub base o por movimientos verticales diferenciales del suelo. Este factor LS reduce el valor efectivo de k.

La fórmula resultante es:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7,35 \log(D+1) - 0,06 + \frac{\log(\Delta PSI)}{1 + \frac{4,5-1,5}{1,625 \times 10^7} (D+1)^{8,46}} + (4,22 - 0,32 p_t) \log \left[ \frac{S_c' C_d (D^{0,75} - 1,132)}{215,63 J (D^{0,75} - 18,42 (k/E_c)^{0,25})} \right] \quad (9.4)$$

donde:

$W_{18}$ =número de cargas de 18 kips (80 kN) previstas

$Z_R$ =abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de distribución normalizada (Ver cap. 6, ap. 6.2.3)

$S_0$ =desvío standard de todas las variables

D=espesor de la losa del pavimento, en pulg.

$\Delta PSI$ =pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño

$p_t$ =serviciabilidad final

$S_c'$ =módulo de rotura del hormigón, en psi

J=coeficiente de transferencia de cargas

$C_d$ =coeficiente de drenaje

$E_c$ =módulo de elasticidad del hormigón, en psi

k=módulo de reacción de la subrasante (coeficiente de balasto), en psi/pulg

## 9.2. Variables de entrada

Se describen a continuación las variables a tener en cuenta en el diseño de un pavimento rígido por el método AASHTO.

### 9.2.1. Variables de tiempo

Son ellas la vida útil del pavimento y el período de análisis. Tienen el mismo significado que para pavimentos flexibles, por lo que no se las describirá aquí.

### 9.2.2. Tránsito

Al igual que para pavimentos flexibles, el tránsito es reducido a un número de pasadas de ejes tipo de 18 kips (80 kN) a través de los factores equivalentes de carga, LEF, que difieren de los usados para pavimentos flexibles.

### 9.2.3. Confiabilidad

Tiene el mismo significado que para pavimentos flexibles. En cuanto al desvío standard de las variables,  $S_0$ , se recomienda para pavimentos rígidos un valor de 0,34 para el caso en que se considere la varianza del tránsito futuro y  $S_0=0,39$  para el caso en que ésta no esté considerada.

#### 9.2.4.Subrasantes expansivas o sometidas a expansión por congelación

Con este método se puede prever la pérdida de serviciabilidad por estas causas, las que se suman a las de tránsito. Se hace el mismo análisis que para pavimentos flexibles.

#### 9.2.5.Criterios de adopción de niveles de serviciabilidad

Vale lo expresado en el capítulo correspondiente a pavimentos flexibles.

#### 9.2.6.Módulo de reacción de la subrasante

A partir del módulo de reacción de la subrasante (valor real), por una serie de pasos descrito en el capítulo 4 "Caracterización de subrasantes", se obtiene un k efectivo para usar en los cálculos.

#### 9.2.7.Caracterización de los materiales que forman el pavimento

El módulo elástico del pavimento se determina con la ecuación:

$$E_c = 57000 (f'_c)^{0.5} \quad (9.5.a)$$

donde:

$E_c$  = módulo elástico del hormigón (psi)

$f'_c$  = resistencia a la compresión simple del hormigón (psi)

o en unidades métricas:

$$E_c = 150000 (f'_c)^{0.5} \quad (9.5.b)$$

donde:

$E_c$  = módulo elástico del hormigón (kPa)

$f'_c$  = resistencia a la compresión simple del hormigón (kPa)

El módulo de rotura o resistencia a la tracción por flexión del hormigón  $f'_r$  se determina con el ensayo a flexión con carga al tercio y está relacionado con  $f'_c$  a través de la ecuación:

$$f'_r = K (f'_c)^{0.5} \quad (9.6)$$

$f'_r$  y  $f'_c$  están dados en psi, K es una constante que varía entre 7 y 12.

La resistencia a la tracción indirecta está relacionada con  $f'_r$  a través de:

$$f'_r = 1,02 f'_i + 210 \quad (9.7.a)$$

con las resistencias en psi.

o:

$$f'_r = 1,02 f'_i + 1450 \quad (9.7.b)$$

con las resistencias en kPa.

### 9.2.8.Drenaje

En este caso se usa un coeficiente de drenaje  $C_d$  que puede variar entre 0,70 y 1,25 según sea la calidad del drenaje, a mayor  $C_d$ , mejor drenaje. Sobre este tema se ha hablado en el capítulo 7.

### 9.2.9.Transferencia de cargas

El coeficiente de transferencia de cargas  $J$  es un factor usado en pavimentos rígidos para tener en cuenta la capacidad de la estructura del pavimento para transferir cargas a través de juntas y fisuras. La tabla 9.1 da recomendaciones sobre rangos de coeficientes  $J$  para distintas condiciones:

Tabla 9.1  
Coeficientes de transferencia de cargas

Banquina	Concreto	asfáltico	Hormigón a	vinculado calzada
Mecanismo de transferencia de cargas	Si	No	Si	No
Tipo de pavimento				
Hormigón simple o armado c/juntas	3,2	3,8-4,4	2,5-3,1	3,6-4,2
Hormigón armado continuo	2,9-3,2	-----	2,3-2,9	-----

El uso de banquetas de hormigón vinculadas a calzadas o trochas exteriores ensanchadas reducen las tensiones y deformaciones en una losa. Es por eso que se usan valores menores de  $J$ . Para pavimentos de hormigón armado continuo, el rango de  $J$  es entre 2,3 y 2,9 con un valor recomendable de 2,6. Para pavimentos con juntas, el valor de  $J$  varía entre 2,5 y 3,1, pudiéndose optar por cualquier valor en este rango basándose en la experiencia local. La razón para tomar  $J$  menores en pavimentos con banquina de hormigón vinculada es porque se supone que los vehículos no transitarán por la misma. Es necesario tener en cuenta que la zona crítica de la losa es la esquina y con esta premisa las cargas se alejan de ella, permitiendo una reducción de espesores.

### 9.2.10.Pérdida de soporte

El factor  $LS$  (loss of support=pérdida de soporte) tiene en cuenta la pérdida de soporte que tiene lugar por efecto de erosión de la sub base o por movimientos diferenciales verticales del suelo. Debido a este factor, se baja el coeficiente de reacción de la subrasante. En la tabla 9.2 se muestran valores sugeridos para  $LS$ .

Tabla 9.2  
Valores de LS

Tipo de material	Pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento E=6,9 a 13,8 GPa (1x10 <sup>6</sup> a 2x10 <sup>6</sup> psi)	0,0-1,0
Mezclas de agregados con cemento E=3,4 a 6,9 GPa (5x10 <sup>5</sup> a 1x10 <sup>6</sup> psi)	0,0-1,0
Base tratada con asfalto E=2,4 a 6,9 GPa (3,5x10 <sup>5</sup> a 1x10 <sup>6</sup> psi)	0,0-1,0
Mezclas bituminosas estabilizadas E=276 a 2070 MPa (4x10 <sup>4</sup> a 3x10 <sup>5</sup> psi)	0,0-1,0
Estabilizado con cal E=138 a 483 MPa (2x10 <sup>4</sup> a 7x10 <sup>4</sup> psi)	1,0-3,0
Base granular no tratada E=103 a 310 MPa (1,5x10 <sup>4</sup> a 4,5x10 <sup>4</sup> psi)	1,0-3,0
Materiales naturales de subrasante E=21 a 276 MPa (3x10 <sup>3</sup> a 4x10 <sup>4</sup> psi)	2,0-3,0

### 9.3.Cálculo de armaduras

#### 9.3.1.Variables para cálculo de armaduras en pavimentos con juntas

##### 9.3.1.1.Longitud de losa

Esta variable se refiere al espaciamiento entre juntas transversales. La longitud de losas afecta el comportamiento de los pavimentos de hormigón armado con juntas.

##### 9.3.1.2.Tensiones de trabajo

Las tensiones de trabajo en las barras,  $f_s$ , deben ser el 75% del valor de la tensión de fluencia, así para un acero Grado 40, la tensión admisible es 207 MPa (30000 psi) y para un acero Grado 60 es de 307 MPa (45000 psi).

##### 9.3.1.3.Factor de fricción

Representa la resistencia friccional entre la parte inferior de la losa y la parte superior de la sub base o subrasante (si no hay sub base) y es equivalente a un coeficiente de fricción. Este factor de fricción  $F$  fue deducido en base a la teoría de fricción de un cuerpo sobre otro y se usa para estimar el porcentaje de armadura de acero requerida. Este porcentaje responde a la ecuación:

$$P_s = \left[ \frac{L F}{2 f_s} \right] 100 \quad (9.10.a)$$

*Diseño de pavimentos rígidos*



Se supone un peso unitario del hormigón de 2300 Kg/m<sup>3</sup> (22,5 kN/m<sup>3</sup> o 144 pcf)

$P_s$ =porcentaje requerido de armadura

$L$ =longitud de losa (pies)

$F$ =factor de fricción

$f_s$ =tensión de trabajo del acero (ksi)

Cuando se trabaja en unidades métricas, la fórmula (9.10.a) se transforma en:

$$P_s = \left[ \frac{\gamma_H L F}{2 f_s} \right] 100 \quad (9.10.b)$$

$P_s$ =porcentaje requerido de armadura

$\gamma_H$ =peso específico del hormigón (del orden de 22,5 kN/m<sup>3</sup>)

$L$ =longitud de losa (m)

$F$ =factor de fricción

$f_s$ =tensión de trabajo del acero (kPa)

El factor de fricción indica la fuerza requerida para hacer deslizar la losa sobre la sub base en términos del peso de losa. En otras palabras, un  $F=1,5$  indica que es necesaria una fuerza 1,5 veces el peso de la losa para provocar el deslizamiento de la misma sobre la sub base. En la tabla 9.3 se indican algunos valores del factor de fricción  $F$ .

Tabla 9.3  
Valores del factor de fricción

Tipo de material bajo la losa	Factor de fricción $F$
Tratamiento superficial	2,2
Estabilización con cal	1,8
Estabilización con asfalto	1,8
Estabilización con cemento	1,8
Grava de río	1,5
Piedra partida	1,5
Arenisca	1,2
Subrasante natural	0,9

### 9.3.2. Variables para cálculo de armaduras en pavimentos continuos

#### 9.3.2.1. Resistencia a la tracción del hormigón

Se usa la resistencia a la tracción a los 28 días. Para la Guía AASHTO este valor es el 86% del módulo de rotura del hormigón.



### 9.3.2.2. Contracción del hormigón

La contracción por secado es la que ocurre por pérdida de agua y su efecto es una reducción de las dimensiones de la pieza de hormigón. Los valores recomendados por AASHTO (1993) están en tabla 9.4

Tabla 9.4  
Valores de contracción del hormigón

Resistencia a la tracción indirecta $f'_i$ kPa (psi)	Contracción en mm/mm (pulg/pulg)
2070 (300)	0.0008
2760 (400)	0.0006
3450 (500)	0.00045
4140 (600)	0.0003
4830 (700)	0.0002

### 9.3.2.3. Coeficiente de dilatación del hormigón

El coeficiente de dilatación térmica varía con la razón A/C, la edad del hormigón, el contenido de cemento, la humedad relativa y el tipo de agregado. Este último es el que ejerce mayor influencia. En la tabla 9.5 se dan valores del coeficiente de dilatación en función de la naturaleza del agregado grueso.

Tabla 9.5  
Coeficientes de dilatación del hormigón

Tipo de agregado grueso	Coeficiente de dilatación $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ )
Cuarzo	11,9 (6,6)
Arenisca	11,7 (6,5)
Grava	10,8 (6,0)
Granito	9,5 (5,3)
Basalto	8,6 (4,8)
Caliza	6,8 (3,8)

### 9.3.2.4. Diámetro de barras

Tienen influencia en las tensiones experimentadas por el pavimento de hormigón. Los nomogramas de diseño AASHTO a usar consideran barras N°4 a N°7. El diámetro en pulgadas de estas barras es su número dividido 8.

N°4	Diámetro	$4/8=0,5$ pulg =12 mm
N°5	Diámetro	$5/8=0,625$ pulg=16 mm
N°6	Diámetro	$6/8=0,75$ pulg =20 mm
N°7	Diámetro	$7/8=0,875$ pulg=22 mm

### 9.3.2.5. Coeficiente de dilatación del acero

Se adopta un valor de  $9,0 \times 10^{-6}$  mm/mm/°C o  $5 \times 10^{-6}$  pulg/pulg/°F

### 9.3.2.6. Diferencia de temperatura de diseño

Es la diferencia entre la temperatura media de curado del hormigón y la temperatura mínima. Para la temperatura media de curado del hormigón se toma la temperatura media máxima durante el mes en que se piensa construir el pavimento. La temperatura mínima es la temperatura media mensual mínima de la zona donde está el pavimento.

$$DT_D = T_H - T_L \quad (9.11)$$

$DT_D$  = diferencia de temperatura de diseño en °C o °F

$T_H$  = temperatura máxima media en el mes de la construcción, en °C o °F

$T_L$  = temperatura mínima media durante el mes más frío del año, en °C o °F

### 9.3.2.7. Factor de fricción

Este factor es el mismo que para pavimentos con juntas

## 9.4. Procedimiento para determinación del espesor de losa

Este puede ser determinado mediante el empleo de la fórmula de diseño, procedimiento algo tedioso por lo complicado de la misma, por el uso de ábacos de diseño (fig. 9.1) o mediante programas de computación.

Para el uso del ábaco se debe entrar lo siguiente:

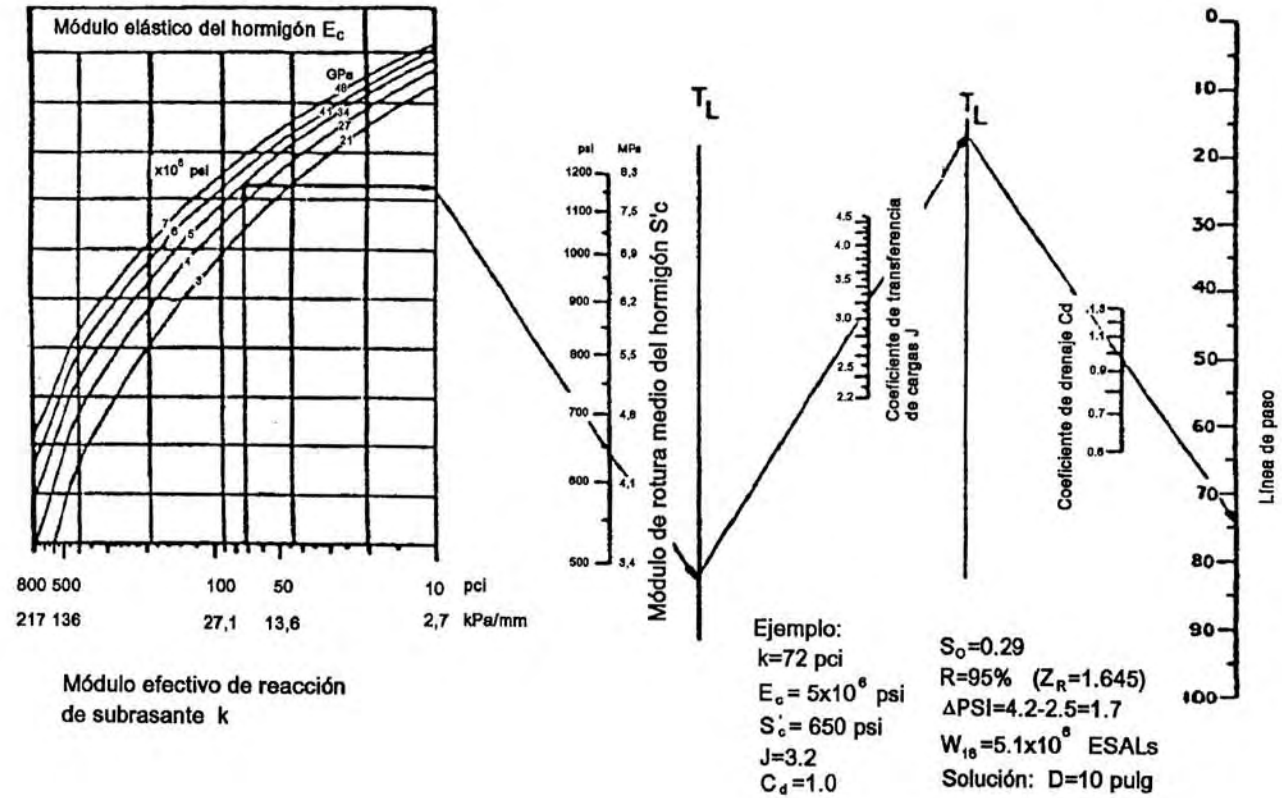
- Módulo efectivo de reacción de la subrasante
- Tránsito estimado para el período de vida útil  $W_{18}$  (ESALs)
- Confiabilidad  $R$  (%)
- Desvío standard de todas las variables  $S_0$
- Pérdida de serviciabilidad  $\Delta PSI = p_0 - p_t$
- Módulo elástico del hormigón  $E_c$  (psi)
- Módulo de rotura del hormigón  $S_c'$  (psi)
- Coeficiente de transferencia de cargas  $J$
- Coeficiente de drenaje  $C_d$

En la fig. 9.1 hay un ejemplo de cómo usar los ábacos.

Se resuelve:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 7.35 \log (D+1) - 0.06 + \frac{\log \left[ \frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_i) \log \left[ \frac{S'_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left[ D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$

Fig. 9.1.a. Abaco de diseño para pavimentos rígidos



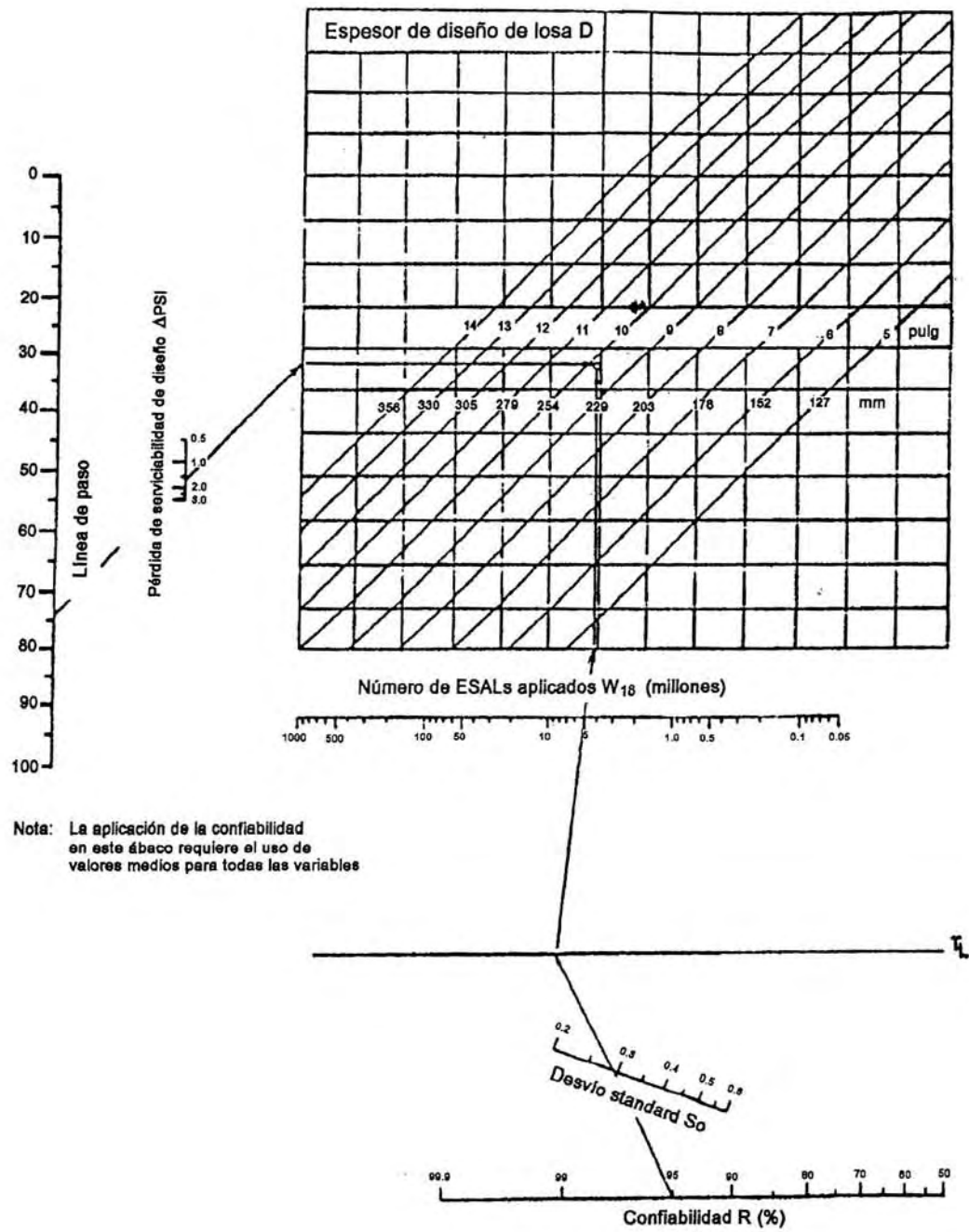


Fig. 9.1.b. Abaco de diseño para pavimentos rígidos

### 9.4.1.Construcción por etapas

Un pavimento rígido normalmente está diseñado para soportar el período de análisis completo mediante un espesor adecuado de losa. No obstante, el ingeniero proyectista puede considerar construcciones por etapas incluyendo una o más rehabilitaciones durante el período de análisis.

### 9.4.2.Consideraciones de pérdida de serviciabilidad por condiciones ambientales

La metodología es igual que para pavimentos flexibles, con la diferencia de que se elige un espesor de losa en lugar de un número estructural para comenzar los tanteos.

### 9.4.3.Diseño de armaduras

El objetivo de la armadura en una losa de pavimento es mantener las fisuras que pueden llegar a formarse bien unidas y de esta manera conseguir que el pavimento se comporte como una unidad estructural. Para las armaduras se pueden usar barras o mallas soldadas.

### 9.4.4.Armadura longitudinal para pavimento con juntas

En un pavimento de hormigón armado con juntas, las armaduras se calculan con la teoría de la fuerza de roce. Los datos de entrada son:

- Longitud de losa,  $L$
- Tensión de trabajo del acero,  $f_s$
- Factor de fricción,  $F$

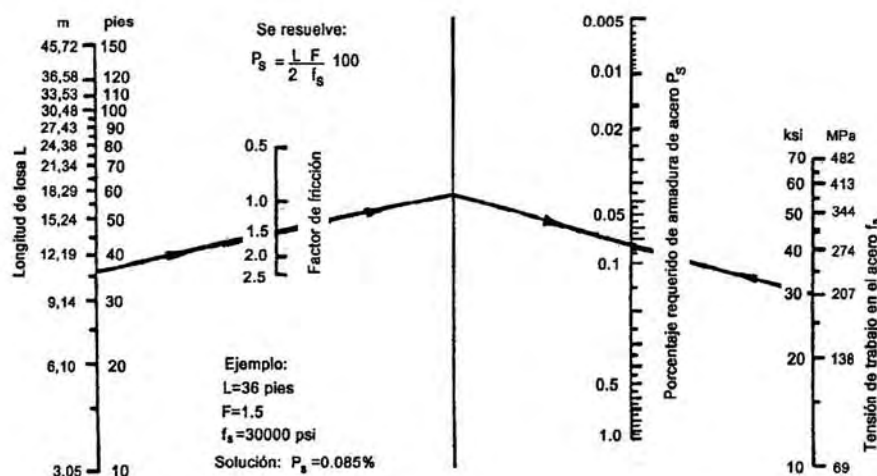


Fig.9.2. Abaco de diseño para pavimentos de hormigón armado con juntas

En la fig. 9.2 se tiene un ábaco para hacer este cálculo. Este sirve tanto para el cálculo de armadura longitudinal como para armadura transversal en pavimentos de hormigón armado con juntas y también para el cálculo de la armadura transversal en pavimentos de hormigón armado continuos.

Este criterio no tiene en cuenta el efecto de deflexiones repetidas debidas a tránsito pesado, un factor que debe ser considerado en el diseño de armaduras. Es necesario hacer más investigaciones en este rubro.

#### 9.4.5. Armaduras longitudinales para pavimentos continuos

Para realizar este cálculo se recomienda hacer una planilla como la de tabla 9.6.

Tabla 9.6

Datos de entrada			
Variables de entrada	Valor	Variables de entrada	Valor
Barra, diámetro $\phi$		Relación $\alpha_s/\alpha_c$	
Contracción del hormigón Z (pulg/pulg o cm/cm)		Diferencia de temperatura de diseño $DT_D$ ( $^{\circ}F$ o $^{\circ}C$ )	
Resistencia a la tracción del hormigón $f_t$ (psi o MPa)		Tensión transmitida por rueda $\sigma_w$ (psi o MPa)	

Criterio de diseño y porcentaje requerido de acero

	Espaciamiento de fisuras (pies)	Ancho de fisura admisible $W_{max}$ (pulg)	Tensión admisible en acero $\sigma_s$ ksi	
Valor de criterio limitante	Máx 8,0 Mín 3,5			
Porcentaje mínimo requerido de acero				$P_{min}$
Porcentaje máximo requerido de acero				$P_{max}$

Los datos de entrada son:

- Resistencia a la tracción directa del hormigón  $f_t$
- Contracción del hormigón a los 28 días Z
- Coeficiente térmico del hormigón  $\alpha_c$
- Diámetro de armaduras d
- Coeficiente térmico del acero  $\alpha_s$
- Diferencia de temperatura de diseño  $DT_D$
- Tensión transmitida por la rueda al pavimento  $\sigma_w$  (psi). Este se obtiene a partir del ábaco de fig. 9.3.

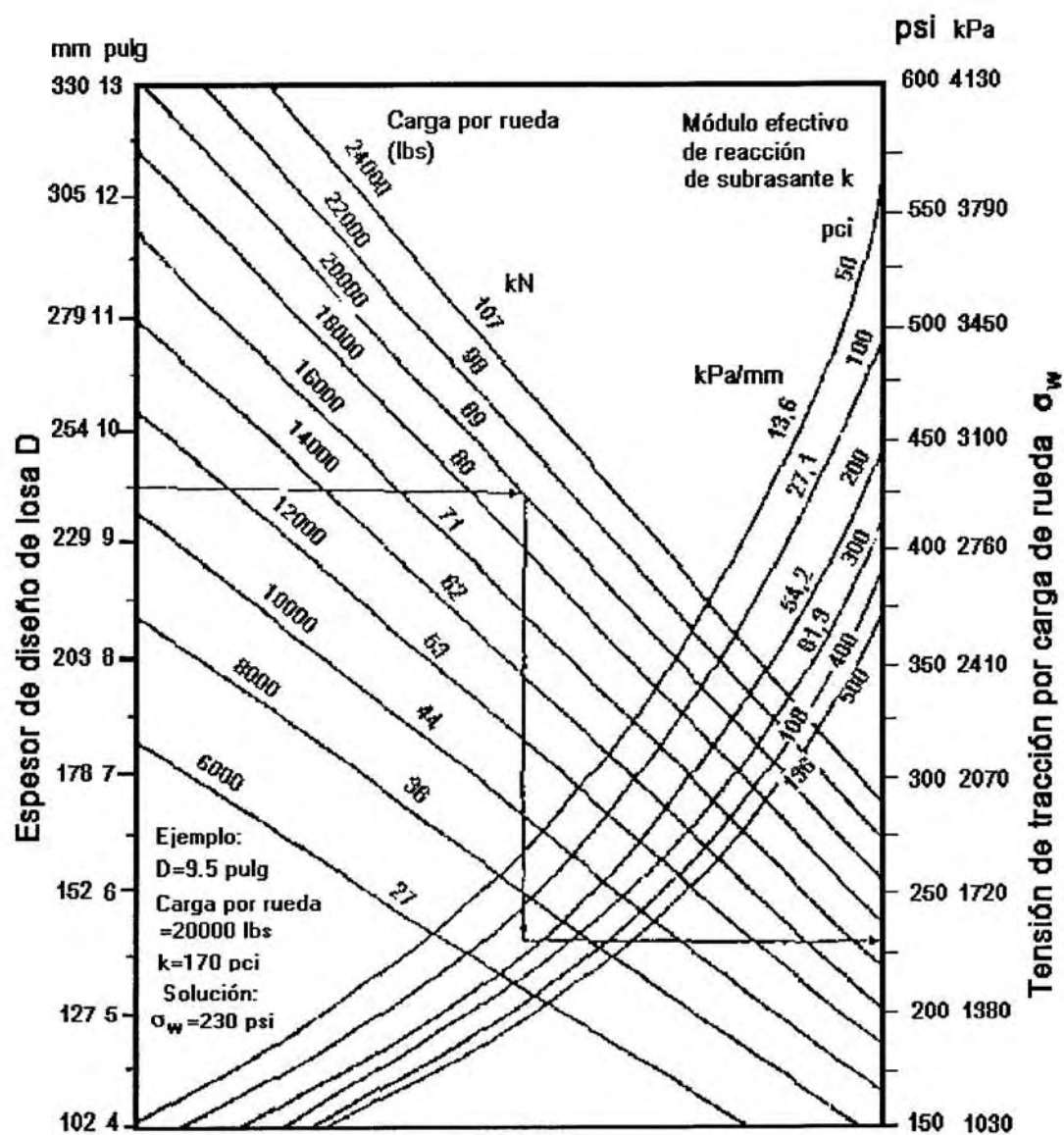


Fig.9.3. Abaco para estimar las tensiones de tracción debidas a carga de rueda



#### 9.4.6. Criterios limitantes

Hay tres criterios limitantes:

-Espaciamiento de fisuras. Para minimizar el potencial de punzonados, los espaciamientos mínimos y máximos para diseño son 3,5 pies (1,1 m) y 8 pies (2,4 m).

-Ancho de fisura. El máximo ancho admisible no debe exceder 0,04 pulg (1,02 mm). No obstante, el ancho de fisura debería ser reducido tanto como sea posible mediante la selección de un alto porcentaje de acero o barras de diámetro pequeño. Un valor de 0,023 pulg (0,58 mm) es conveniente como ancho máximo de fisura.

-Tensión en el acero. Se debe tomar el 75% de la resistencia última del acero.

Los valores de estas tensiones están en la tabla 9.7, hecha para acero Grado 60.

Tabla 9.7  
Tensiones de trabajo en el acero en MPa (ksi)

f' del hormigón a los 28 días		Tamaño de armaduras		
kPa	psi	Nº4	Nº5	Nº6
2070.	300	448 (65)	393 (57)	372 (54)
2760.	400	462 (67)	414 (60)	379 (55)
3450.	500	462 (62)	421 (61)	386 (56)
4140.	600	462 (67)	434 (63)	400 (58)
4830.	700	462 (67)	448 (65)	407 (59)
5520.	800	462 (67)	462 (67)	414 (60)

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1) Se emplean los ábacos de figs. 9.4, 9.5 y 9.6 para satisfacer cada criterio límite. Los valores resultantes se colocan en la planilla de tabla 9.6.

2) Si  $P_{\text{máx}}$  es mayor o igual que  $P_{\text{mín}}$  se va al paso 3. Si  $P_{\text{máx}}$  es menor que  $P_{\text{mín}}$  entonces:

a) Revisar los datos de entrada y decidir qué cambiar.

b) Indicar los datos modificados en tabla 9.7. Indicar el cambio de criterio limitante con cada cambio de variable realizado y marcarlo en tabla 9.8. Verificar si los datos modificados afectan el diseño de sub base y espesor de losa. Si es necesario, recalcular éstos.

c) Usando los ábacos de figs. 9.4, 9.5 y 9.6 determinar los porcentajes de acero y adjuntarlos en tabla 9.8.

d) Si  $P_{\text{máx}}$  es mayor o igual que  $P_{\text{mín}}$  se va al paso 3. Si ocurre lo contrario, se vuelve a 2 usando el espacio de tabla 9.8 para pruebas adicionales.

$P_{\text{máx}}$  resulta superior a  $P_{\text{mín}}$  cuando:

-La tensión admisible adoptada en el acero es muy baja.

-El ancho de fisura admisible es muy bajo.

-La variación de temperatura de diseño es muy alta.

-El diámetro de las barras es muy pequeño.

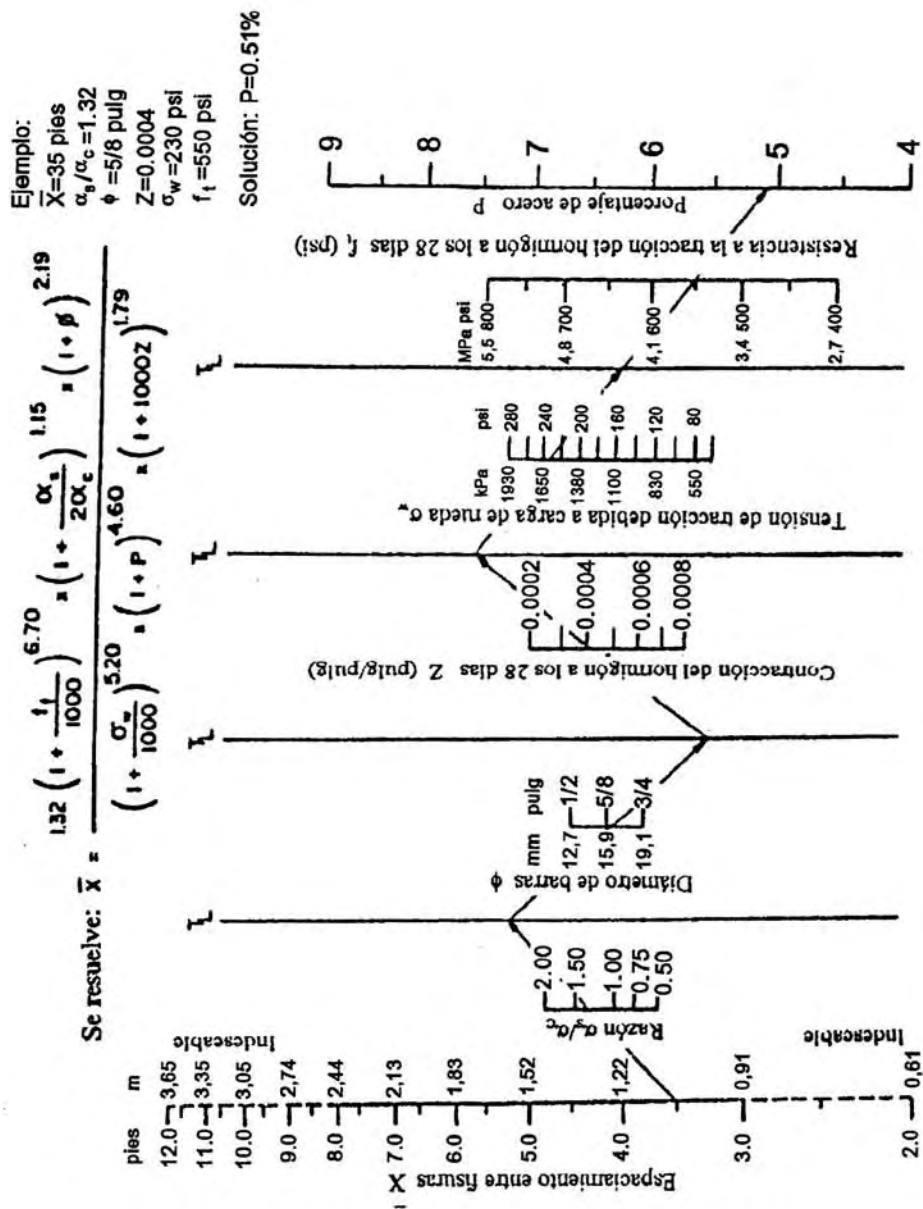


Fig. 9.4. Porcentaje de armadura longitudinal para satisfacer criterio de espaciamiento de fisuras

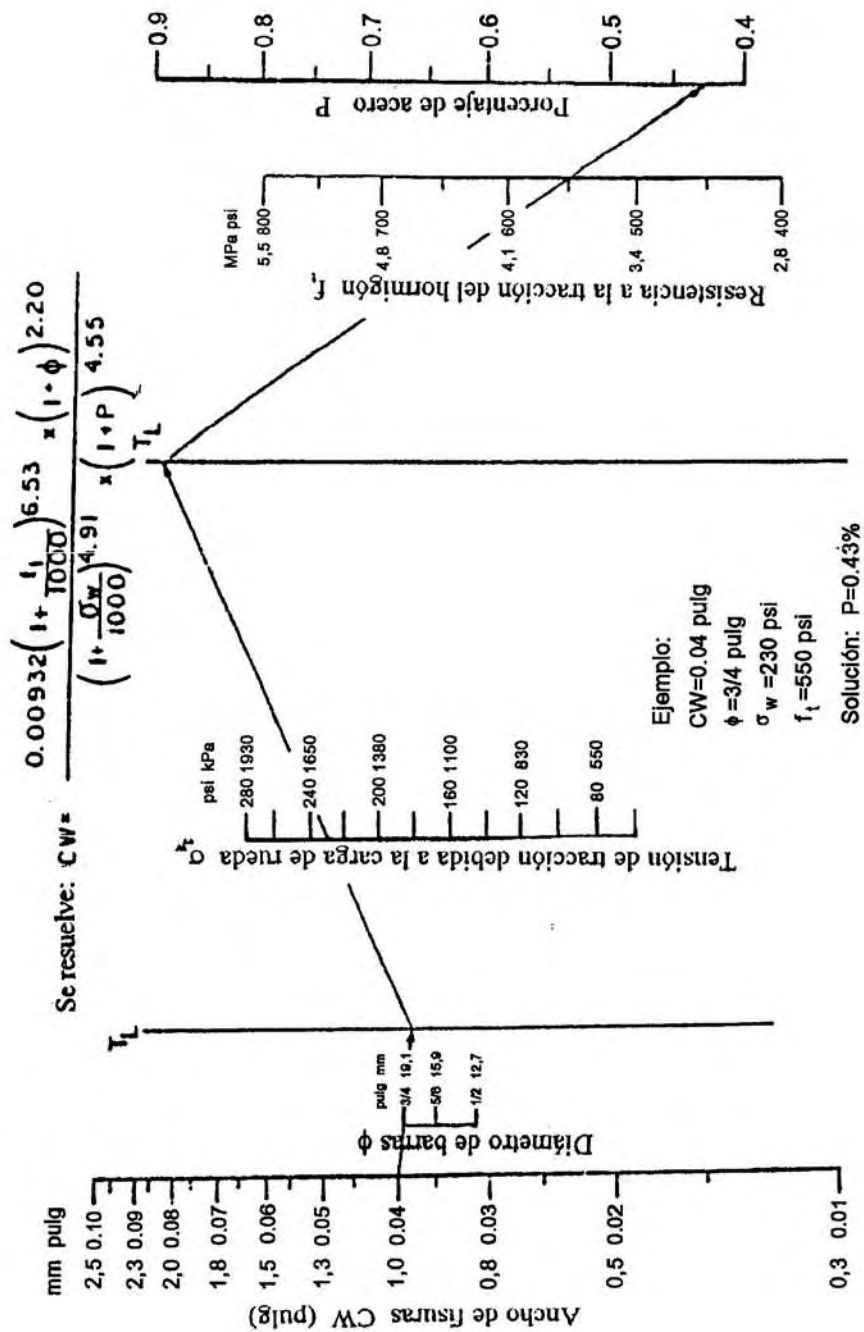


Fig. 9.5. Porcentaje mínimo de armadura longitudinal para satisfacer criterio de ancho de fisuras

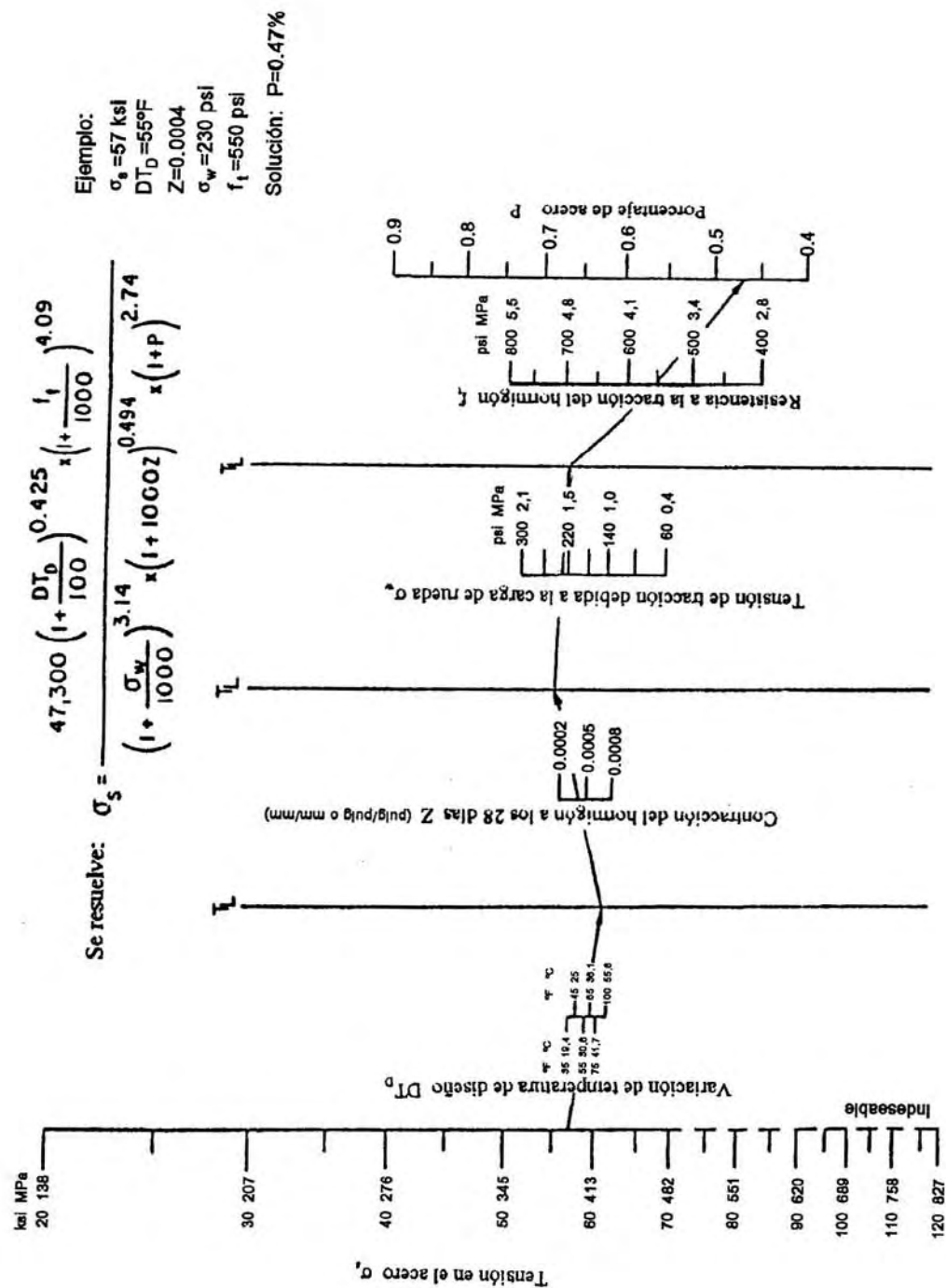


Fig. 9.6. Porcentaje mínimo de armadura longitudinal para satisfacer criterio de tensión en acero

3) Determinar el número de barras requeridas:

$$N_{\min} = 0,01273 P_{\min} W_s (D/\phi^2) \quad (9.12)$$

$$N_{\max} = 0,01273 P_{\max} W_s (D/\phi^2) \quad (9.13)$$

donde:

$N_{\min}$  = cantidad mínima requerida para barras

$N_{\max}$  = cantidad máxima requerida para barras

$P_{\min}$  = porcentaje mínimo de armadura requerido

$P_{\max}$  = porcentaje máximo de armadura requerido

$W_s$  = ancho total de la sección del pavimento (pulg)

$D$  = espesor de la losa de hormigón

$\phi$  = diámetro de barras de acero (pulg)

4) Se adopta  $N_{\text{diseño}}$  tal que  $N_{\min} \leq N_{\text{diseño}} \leq N_{\max}$ .  $N_{\text{diseño}}$  debe ser un entero

En general se recomienda un mínimo de 0,6% de armadura longitudinal, aunque en zonas muy frías puede adoptarse un mínimo de 0,7%.

Como advertencia se debe tener en cuenta que el porcentaje de armadura determinado corresponde a un espesor de losa proyectado, pero si en obra el espesor de la losa resulta mayor del previsto, el porcentaje de armaduras a colocar es menor. Este incremento puede surgir de dos causas: o bien por mal control de obra se hace la losa de más espesor, o bien el hormigón se cuela en los vacíos de la sub base en una cantidad importante incrementando el espesor de la losa.

Tabla 9.8

Parámetros	Prueba 2	Prueba 3	Prueba 4	Prueba 5	Prueba 6
Diámetro barra					
Z					
$f_t$					
$\sigma_w$					
$DT_D$					
$\alpha_s/\alpha_c$					
CW					
Criterio de tensión máxima en acero $\sigma_{s\max}$					
Acero requerido por espaciamiento fisuras					
Acero mínimo por ancho fisuras					
Acero mínimo por tensión acero					
Armadura mínima $P_{\min}$					
Armadura máxima $P_{\max}$					

#### 9.4.7. Diseño de armadura transversal

Esta armadura va tanto en pavimentos con juntas o en pavimentos continuos. Se la coloca en zonas donde son de esperar fisuras longitudinales que se mantienen cerradas permitiendo una buena transferencia de cargas minimizando la entrada de agua.

Para el cálculo puede usarse el gráfico de fig. 9.2 donde la longitud de losa es reemplazada por la distancia entre bordes longitudinales libres. Si en una junta longitudinal hay barras de unión, esta junta no es un borde libre. La fórmula del ábaco de fig. 9.2 puede transformarse en separación entre barras:

$$Y = \frac{A_s}{P_t D} 100 \quad (9.14)$$

donde:

Y=separación entre barras

$A_s$ =sección transversal de acero

$P_t$ =porcentaje de acero

D=espesor de losa

Se recomienda que la separación entre barras, Y, esté entre 36 y 60 pulg (914 a 1524 mm).

#### 9.4.8. Cálculo de barras de unión

Estas barras van ubicadas a lo largo de las juntas longitudinales o entre el borde de calzada y una banquina vinculada. El objetivo de estas barras es evitar la separación entre trochas de circulación o el descenso de una respecto a la otra. Sin embargo, no deben unirse muchas losas ya que ésto restringiría demasiado el movimiento entre losas creando problemas. El ancho máximo de pavimento a unir es de 11,6 m (es decir dos trochas de 3,7 m de ancho, una banquina externa de 3 m y una banquina interna de 1,2 m de ancho).

En las figs. 9.7 y 9.8 se encuentran ábacos para determinar el espaciamiento de barras para diámetros de barras de 16 mm y 13 mm (5/8 pulg y 1/2 pulg respectivamente). Se entra en abscisas con la distancia al borde libre más cercano y se sigue verticalmente hasta cortar la curva de espesor de losa y de allí horizontalmente hasta cortar el eje de ordenadas que nos da la separación entre barras. Estos ábacos están hechos para acero Grado 40 y factor de fricción losa-sub base o losa-subrasante igual a 1,5.

Recientemente apareció la tabla 9.9, recomendada por la FHWA (1990), que considera los dos tipos de acero (Grado 40 y Grado 60) y distintos tipos de junta, en comba (warp) y a tope (butt).

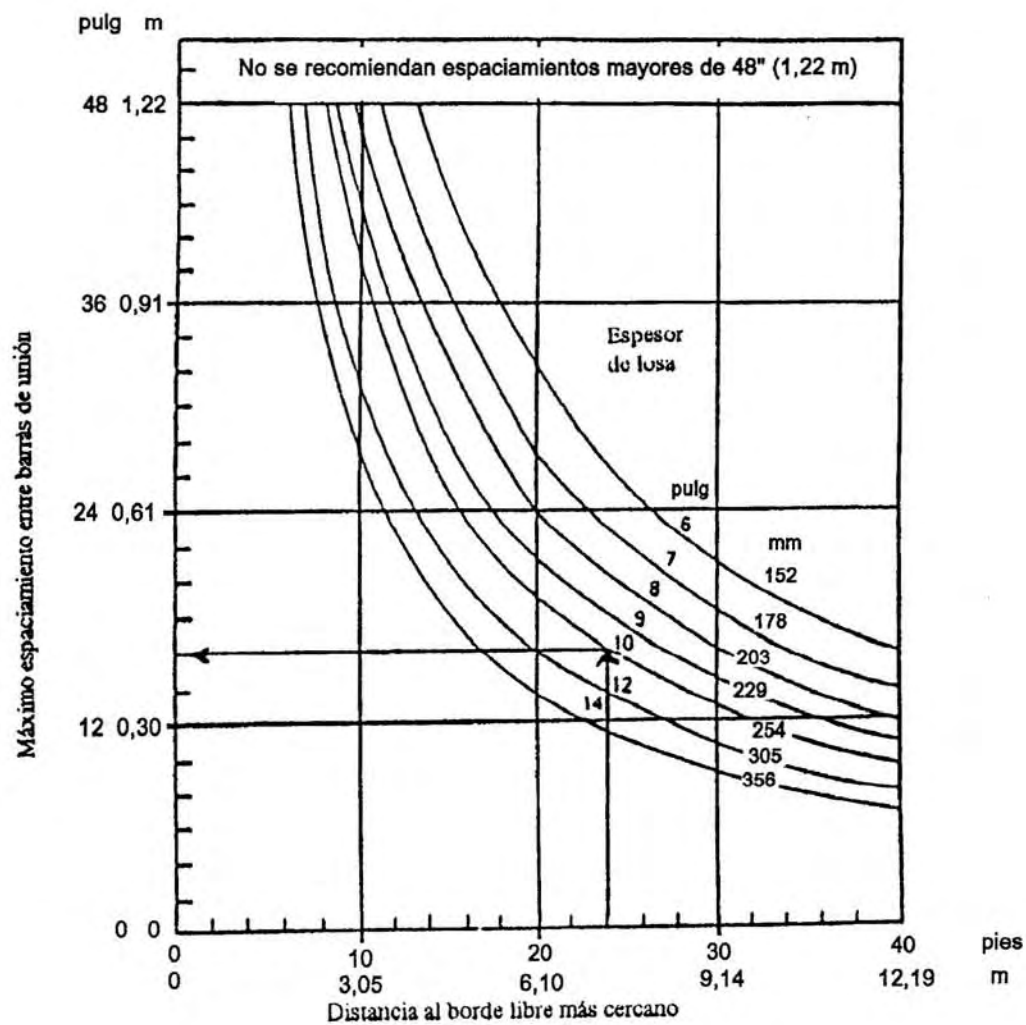


Fig. 9.7. Espaciamientos máximos recomendados para barras de unión de 13 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.



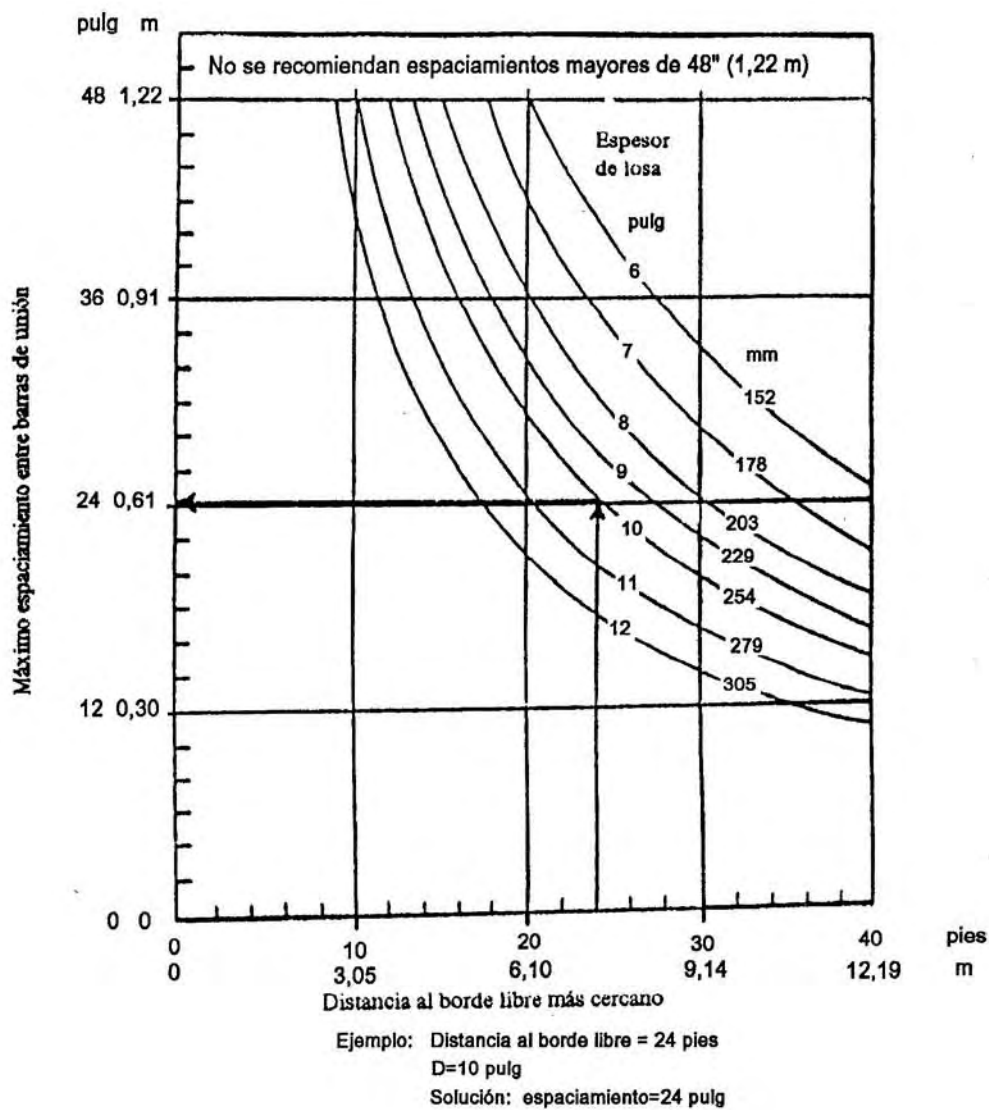


Fig. 9.8. Espaciamientos máximos recomendados para barras de unión de 16 mm en pavimentos de hormigón simple. Acero Grado 40.

Tabla 9.9  
Espaciamiento máximo recomendado para barras de unión

Tamaño	barras	N° 4									
Acero	Grado	Grado 40					Grado 60				
Dist. borde	libre (pies)	10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
Esp. losa pulg	Tipo de junta										
9	Comba	37	31	23	17	16	56	74	35	25	23
	Tope	26	22	16	12	11	40	34	25	18	16
10	Comba	34	28	22	16	14	51	42	32	23	20
	Tope	24	20	16	11	10	36	30	23	16	14
11	Comba	31	25	20	15	13	47	38	29	21	19
	Tope	22	18	14	11	9	34	27	21	15	14
12	Comba	28	23	18	13	12	42	35	27	19	18
	Tope	20	16	13	9	9	30	25	19	14	13

En unidades métricas:

Tamaño	barras	$\phi$ 12,7 mm									
Acero	Grado	Grado 40					Grado 60				
Dist. borde	libre (m)	3,05	3,65	4,88	6,71	7,32	3,05	3,65	4,88	6,71	7,32
Esp. losa mm	Tipo de junta										
229	Comba	0,94	0,79	0,58	0,43	0,41	1,42	1,88	0,89	0,64	0,58
	Tope	0,66	0,56	0,41	0,3	0,28	1,02	0,86	0,64	0,46	0,41
254	Comba	0,86	0,71	0,56	0,41	0,36	1,3	1,07	0,81	0,58	0,51
	Tope	0,61	0,51	0,41	0,28	0,25	0,91	0,76	0,58	0,41	0,36
279	Comba	0,79	0,64	0,51	0,38	0,33	1,19	0,97	0,74	0,53	0,48
	Tope	0,56	0,46	0,36	0,28	0,23	0,86	0,69	0,53	0,38	0,36
305	Comba	0,71	0,58	0,46	0,33	0,30	1,07	0,89	0,69	0,48	0,46
	Tope	0,51	0,41	0,33	0,23	0,23	0,76	0,64	0,48	0,36	0,33

Tamaño	barras	N° 5									
Acero	Grado	Grado 40					Grado 60				
Dist. borde	libre (pies)	10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
Esp. losa pulg	Tipo de junta										
9	Comba	59	49	36	26	24	88	73	55	40	36
	Tope	42	35	26	19	17	63	52	39	29	26
10	Comba	53	44	33	24	22	79	66	49	36	32
	Tope	38	31	24	17	16	56	47	35	26	23
11	Comba	48	40	30	22	20	72	60	44	32	30
	Tope	34	29	21	16	14	51	43	31	23	21
12	Comba	44	36	28	20	18	66	55	41	30	28
	Tope	31	26	20	14	13	47	39	29	21	20

Tabla 9.9 (Continuación)

En unidades métricas:

Tamaño	barras	$\phi$ 15,9 mm									
Acero	Grado	Grado 40					Grado 60				
Dist. borde	libre (m)	3,05	3,65	4,88	6,71	7,32	3,05	3,65	4,88	6,71	7,32
Esp. losa mm	Tipo de junta										
229	Comba	1,50.	1,24	0,91	0,66	0,61	2,24	1,85	1,40.	1,02	0,91
	Tope	1,07	0,89	0,66	0,48	0,43	1,60.	1,32	0,99	0,74	0,66
254	Comba	1,35	1,12	0,84	0,61	0,56	2,01	1,68	1,24	0,91	0,81
	Tope	0,97	0,79	0,61	0,43	0,41	1,42	1,19	0,89	0,66	0,58
279	Comba	1,22	1,02	0,76	0,56	0,51	1,83	1,52	1,12	0,81	0,76
	Tope	0,86	0,74	0,53	0,41	0,36	1,30.	1,09	0,79	0,58	0,53
305	Comba	1,12	0,91	0,71	0,51	0,46	1,68	1,40.	1,04	0,76	0,71
	Tope	0,79	0,66	0,51	0,36	0,33	1,19	0,99	0,74	0,53	0,51

En la fig. 9.9 se muestra esquemáticamente cuál es la distancia al borde libre a tener en cuenta para usar los ábacos de figs. 9.7 y 9.8 o la tabla 9.9. "0" indica bordes libres, para juntas como las "1" la distancia a considerar es  $W_1$ , mientras que para la junta "2" la distancia a considerar es la  $W_2$ .

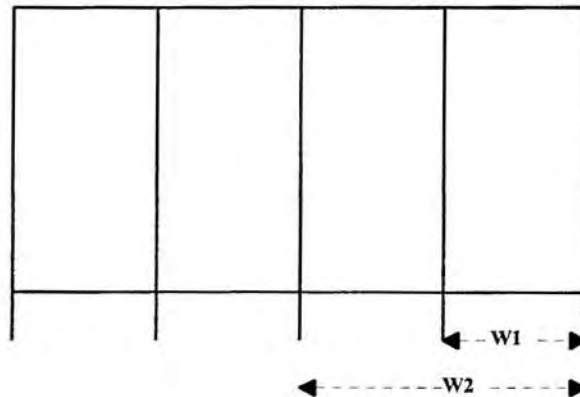


Fig. 9.9. Distancia al borde libre para cálculo de barras de unión

## 9.5.Diseño de juntas

En el diseño de juntas está comprendida la determinación de espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, transferencia de cargas, construcción de las juntas y materiales de sellado.

### 9.5.1.Tipos de juntas

Las juntas permiten la contracción y expansión del pavimento, lo cual libera de tensiones a la losa. Hay tres tipos de juntas:

- Juntas de contracción. Son las que se construyen para controlar las fisuras por liberación de tensiones debidas a temperatura, humedad y fricción.
- Juntas de expansión. Son las que permiten el movimiento del pavimento sin dañar las estructuras adyacentes.
- Juntas de construcción. Son las que se colocan al final del día de trabajo o por otro tipo de interrupción en el hormigonado.

### 9.5.2.Espaciamiento entre juntas

El espaciamiento entre juntas de contracción en pavimentos de hormigón simple depende de muchos factores como ser condiciones locales (materiales y medio ambiente). Tienen una gran importancia en el control de las fisuras transversales como se ve en la fig. 9.10.

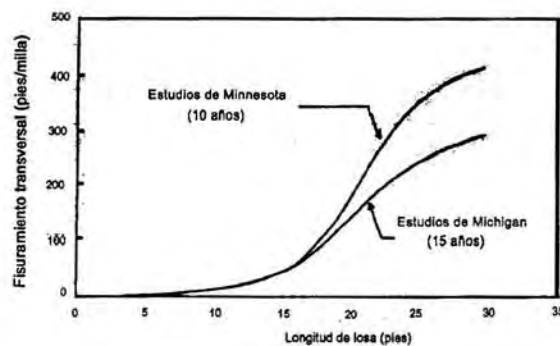


Fig. 9.10. Cantidad de fisuras transversales en función de la longitud de la losa, de acuerdo a estudios hechos en Minnesota y Michigan

La AASHTO recomienda que el espaciamiento entre juntas en pies no supere dos veces el espesor de la losa en pulgadas. Como 1 pie equivale a 12 pulgadas, el espaciamiento máximo debe ser 24 veces el espesor de la losa.

En la fig. 9.11 se muestran las recomendaciones de la PCA en cuanto a separación máxima en función del espesor de losa para distintas condiciones de soporte (sub base no estabilizada y sub base estabilizada). De acuerdo a esta figura, la separación entre juntas no debe exceder 6,1 m (20 pies).

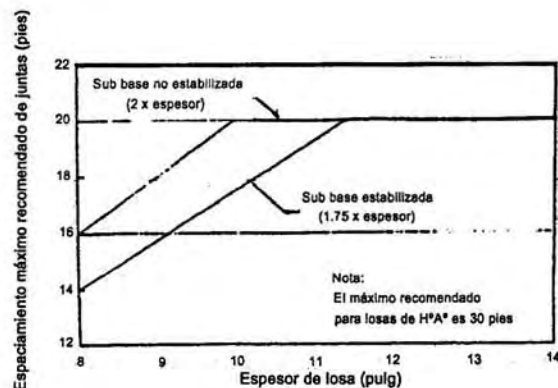


Fig. 9.11. Espaciamiento máximo recomendado en función del espesor de losa y distintas condiciones de soporte (ACPA y PCA, 1990)

Para el caso de pavimentos de hormigón armado con juntas, el espaciamiento máximo puede ser de 9,1 m (30 pies).

### 9.5.3. Juntas oblicuas

Son juntas que se ubican a un cierto ángulo con respecto a la línea central. Se ubican en el sentido contrario a las agujas del reloj con respecto a la dirección del tránsito, de manera tal que el ángulo obtuso en el borde externo esté en la losa de adelante. El esviaje a adoptar es de 0,60 por trocha, lo cual da un ángulo de 80° con la línea central. El objetivo de las juntas oblicuas es minimizar el efecto de fallas de juntas, ya que reciben alternadamente la carga de una u otra rueda y no las dos simultáneamente. De esta manera se logra mejorar la calidad del pavimento. (fig. 9.12)

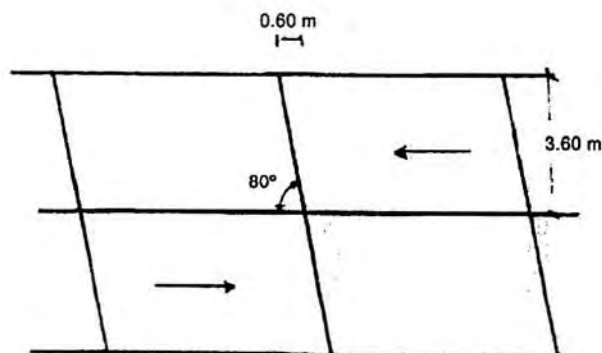


Fig.9.12. Juntas oblicuas

Las ventajas de las juntas oblicuas son:

- Reducción de tensiones y deflexiones en juntas.
- Menor reacción de impacto en los vehículos cuando cruzan las juntas.

No conviene colocarles pasadores dado que es muy difícil obtener un correcto alineamiento de los mismos.

#### 9.5.4.Espaciamiento entre juntas al azar

También llamado "random spacing", consiste en colocar una serie de distintos espaciamientos que se repiten según un patrón determinado. Se lo hace para evitar la resonancia en vehículos cuando transitan a una determinada velocidad en una calzada con una separación constante entre juntas. Se lo recomienda para el caso en que la máxima separación entre juntas no excede de 4,6 m (15 pies).

#### 9.5.5.Transferencia de cargas en juntas

Las cargas de tránsito deben ser transmitidas de una manera eficiente de una losa a la siguiente para minimizar las deflexiones en las juntas. Las deflexiones excesivas producen bombeo de la sub base y posteriormente rotura. La transferencia de cargas en juntas se puede lograr mediante trabazón entre agregados o mediante dispositivos mecánicos llamados barras pasadoras. En la fig. 9.13 se indica cómo se debe hacer una buena junta.

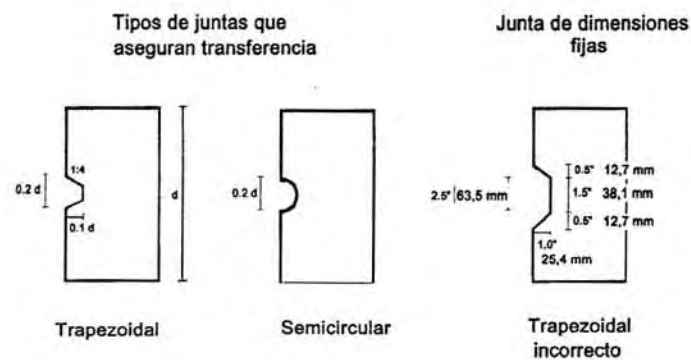


Fig.9.13. Distintos tipos de juntas

La transferencia de cargas se puede definir usando deflexiones o tensiones en la junta. La transferencia de carga en deformaciones es:

$$LT_{\delta} = \left( \frac{\delta_{\text{no cargada}}}{\delta_{\text{cargada}}} \right) \quad (9.15)$$

donde:

$LT_{\delta}$ =transferencia de cargas por deformaciones

$\delta$  no cargada=deflexión de la losa adyacente no cargada

$\delta$  cargada=deflexión de la losa cargada

Una transferencia de cargas perfecta o del 100% se da cuando la losa no cargada tiene una deflexión igual a la de la losa cargada. Una transferencia de cargas nula se da cuando la losa no cargada no experimenta ninguna deflexión. En la fig. 9.14 se ilustran los dos casos extremos.

La transferencia de cargas en tensiones es:

$$LT_{\sigma} = \frac{(\sigma \text{ no cargada})}{\sigma \text{ cargada}} \quad (9.16)$$

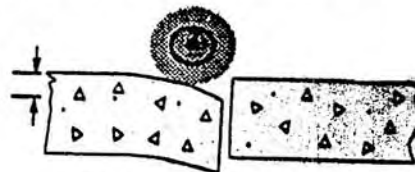
donde:

$\sigma$  no cargada=tensión en la losa no cargada

$\sigma$  cargada=tensión en la losa cargada

#### Carga aplicada por rueda

$$\Delta_{\text{cargada}} = 0.026 \text{ pulg} = 0.66 \text{ mm} \quad \Delta_{\text{no cargada}} = 0$$

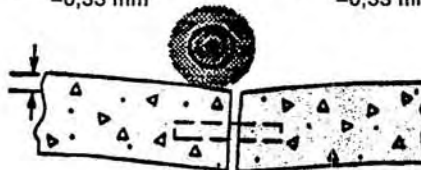


0% de transferencia de carga

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{cargada}} = 0.026 \text{ pulg} = 0.66 \text{ mm}$$

#### Carga aplicada por rueda

$$\Delta_{\text{cargada}} = 0.013 \text{ pulg} = 0.33 \text{ mm} \quad \Delta_{\text{no cargada}} = 0.013 \text{ pulg} = 0.33 \text{ mm}$$



100% de transferencia de carga

$$\Delta_{\text{cargada}} = \Delta_{\text{no cargada}}$$

Fig. 9.14. Ilustración del concepto de transferencia de cargas

Es necesario tener en cuenta que  $LT_{\delta}$  es distinto a  $LT_{\sigma}$  y en la fig. 9.15 se representa la relación entre ambas en base a resultados obtenidos mediante elementos finitos.



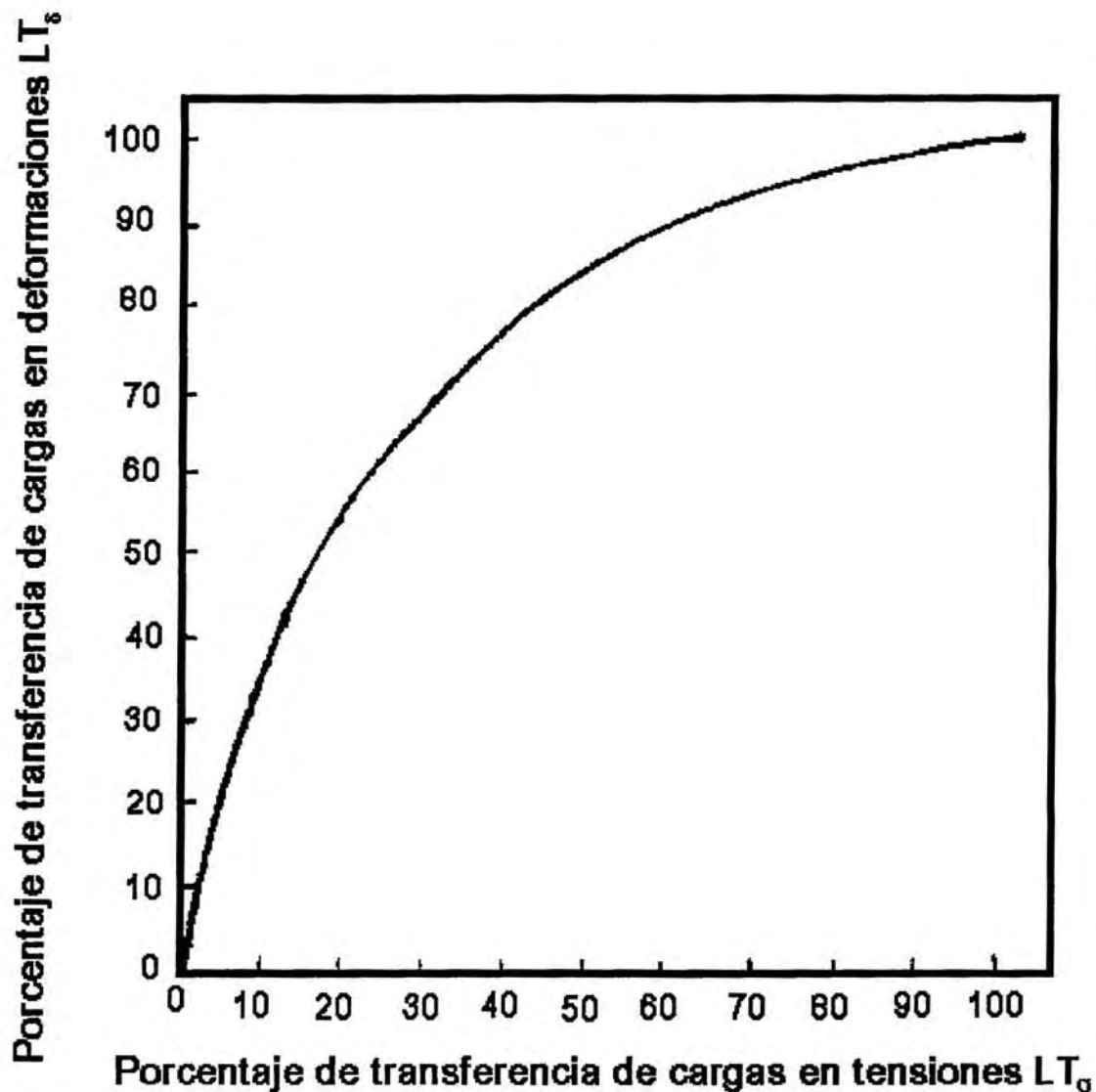


Fig. 9.15. Relación entre  $LT_0$  y  $LT_s$

Cualquiera de estos dos parámetros define la eficiencia de una transferencia de cargas. Generalmente se recomiendan transferencias de carga en deflexiones del 75% o más, pero siempre teniendo en cuenta la magnitud de las deflexiones o tensiones. Por ejemplo un pavimento puede tener altos valores de  $LT_s$ , pero en esquinas sus losas pueden sufrir grandes deformaciones y tensiones que pueden llevar al bombeo y posterior rotura.

En el diseño, la diferencia de una transferencia de cargas está presente en la elección del valor  $J$ , pero su único efecto en el cálculo es incrementar o reducir el espesor de losa. Esto no es un fiel reflejo de la realidad dado que losas de gran espesor bajo condiciones de tránsito pesado pueden tener bombeo y fallas si no se colocan barras pasadoras.

El mecanismo de trabazón entre agregados para juntas sin pasadores disminuye cuando la junta se abre. Si la abertura es mayor de 0,76 a 0,89 mm desaparece la trabazón entre agregados. Esto obliga a colocar juntas muy próximas.

Es recomendable colocar siempre barras pasadoras, dejando las juntas sin barras (trabajan por trabazón entre agregados) para caminos de bajo tránsito o en zonas de poca amplitud térmica.

Las dimensiones recomendadas son:

Diámetro de pasadores=1/8 espesor de losa  
Longitud =18 pulgadas (45 cm)  
Espaciamiento =12 pulgadas (30 cm)

Se recomienda embeberlas con epoxi para prevenir la corrosión.

### **9.5.6. Formación de juntas y dimensiones del reservorio**

#### **9.5.6.1. Profundidad inicial de la junta**

La profundidad de las juntas longitudinales y transversales debe ser tal que asegure que la fisura tendrá lugar en ese sitio. La profundidad de las mismas debe ser:

-Juntas transversales=1/4 espesor de losa  
-Juntas longitudinales=1/3 espesor de losa

Estas juntas pueden hacerse por aserrado, colocando moldes metálicos o plásticos o formando juntas. La manera más común de hacer la junta es por aserrado y es quizás la más efectiva. La parte crítica de este método es elegir bien el momento en que el mismo será ejecutado. Un aserrado ejecutado muy pronto puede provocar un descascamiento del hormigón en las adyacencias de las juntas y un aserrado muy tardío producirá muchas fisuras. Este tiempo es muy variable y depende de las condiciones de curado y de dosificación del hormigón.

#### **9.5.6.2. Determinación de las dimensiones para el reservorio de juntas**

Para determinar las dimensiones del reservorio para ubicación del material de sellado se requiere considerar los movimientos de apertura y cierre de la junta y tipo de material de sellado a usar. La apertura y cierre depende de la longitud de la losa, cambios de temperatura, coeficiente térmico del hormigón y la fricción entre losa y sub base. La apertura media en una junta es:

$$\Delta L = C L [(\alpha_c T) + Z] \quad (9.17)$$

donde:

$\Delta L$ =apertura de junta por variaciones de temperatura y contracción por secado (pulg o mm)

$\alpha_c$ =coeficiente de contracción térmica del hormigón °F<sup>-1</sup>

T=rango de temperatura (diferencia de temperatura en el momento de colado y la mínima) (°F o °C)

Z=contracción por secado del hormigón

L=espaciamiento entre juntas (pulg o mm)

C=factor de ajuste, función de la fricción entre losa y sub base. C=0,80 para sub base granular no tratada. C=0,65 para sub base estabilizada.

El ancho de junta requerido es:

$$W = \frac{\Delta L}{S} \quad (9.18)$$

donde:

W=ancho de junta de contracción

$\Delta L$ =apertura de junta causada por cambios de temperatura y contracción por secado del hormigón

S=deformación específica admisible del material de sellado. Para asfalto S=0,25 mm/mm (25%) y para sellantes de siliconas S=0,50 mm/mm (50%).

Para sellantes colados in situ, la profundidad del reservorio se determina en función del factor de forma deseado para la junta (relación ancho/profundidad). Este factor de forma depende de la naturaleza del sellante y varía entre 0,67 y 2,0, con un valor típico de 1,0 para sellantes asfálticos y de 2,0 para sellantes de siliconas. Las profundidades mínimas de sellado son 9,5 mm y 12,7 mm para juntas longitudinales y transversales respectivamente.

Los sellantes prefabricados se colocan en las juntas a presión y deben quedar comprimidos entre un 20 y un 50% de su ancho normal durante toda su vida. En este caso, las dimensiones del reservorio son aconsejadas por el fabricante.

## 9.6. Análisis de sensibilidad para espesores de losa

Para analizar la sensibilidad de las distintas variables que entran en el diseño de un pavimento de hormigón se consideran una serie de datos y se hace variar uno de ellos por vez manteniendo constantes los restantes. Esto se hace mediante el programa DARWin. En la fig. 9.16 se muestra la entrada de datos tal como aparece en pantalla.

En la fig. 9.17 se muestra el efecto del tránsito sobre el espesor de la losa. Un incremento en ESALs de 2 a 30 millones produce un incremento en el espesor de 105 mm (4,13 pulg). Este incremento es más importante a bajos niveles de tránsito; de aquí se puede concluir que el efecto del tránsito es más pronunciado para bajos niveles de tránsito y secciones más delgadas.

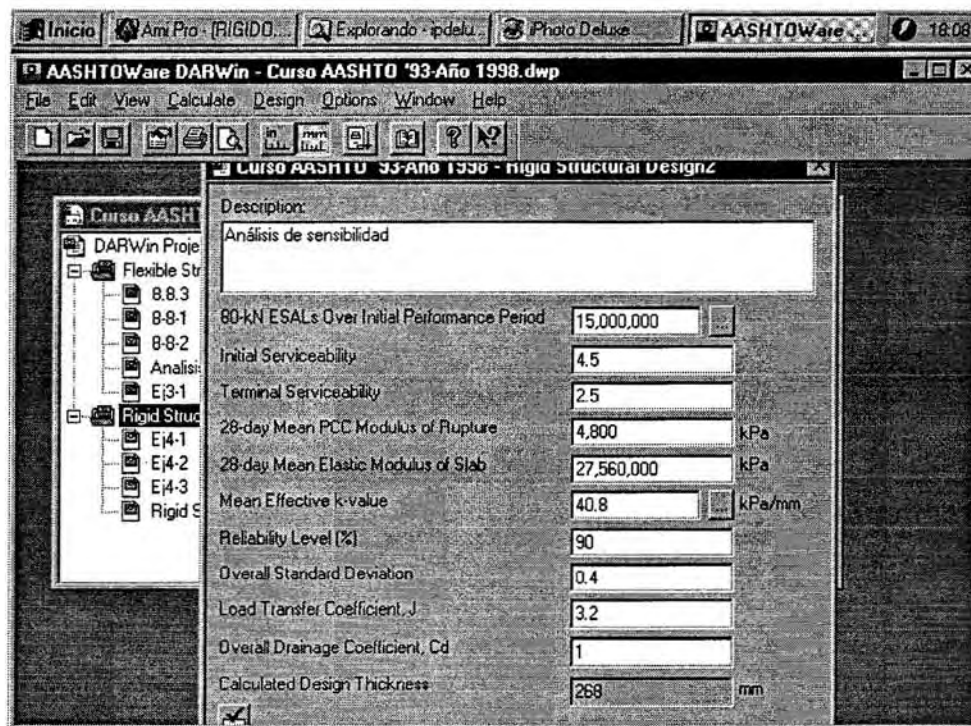


Fig. 9.16. Entrada de datos tal como aparecen en pantalla

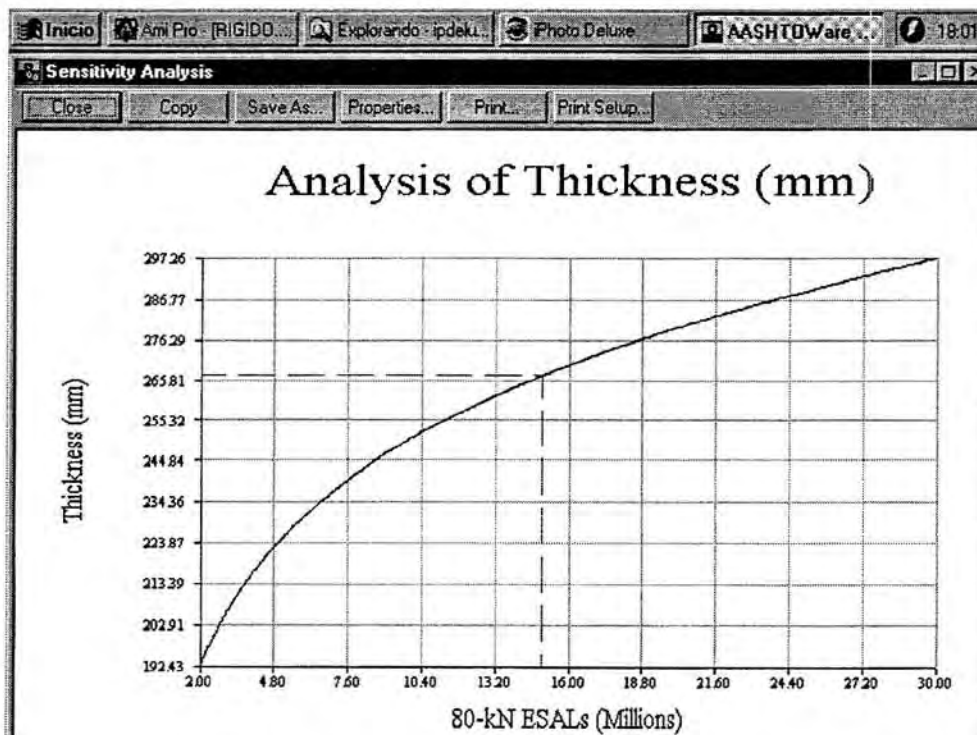


Fig. 9.17. Sensibilidad con respecto al tránsito

En la fig. 9.18 se muestra el efecto del cambio total de la serviciabilidad. Un cambio en  $\Delta PSI$  de 1,0 a 3,0 produce un decremento del espesor de la losa de 46 mm (1,8 pulg). Este decremento es ligeramente mayor a bajos niveles de  $\Delta PSI$ .

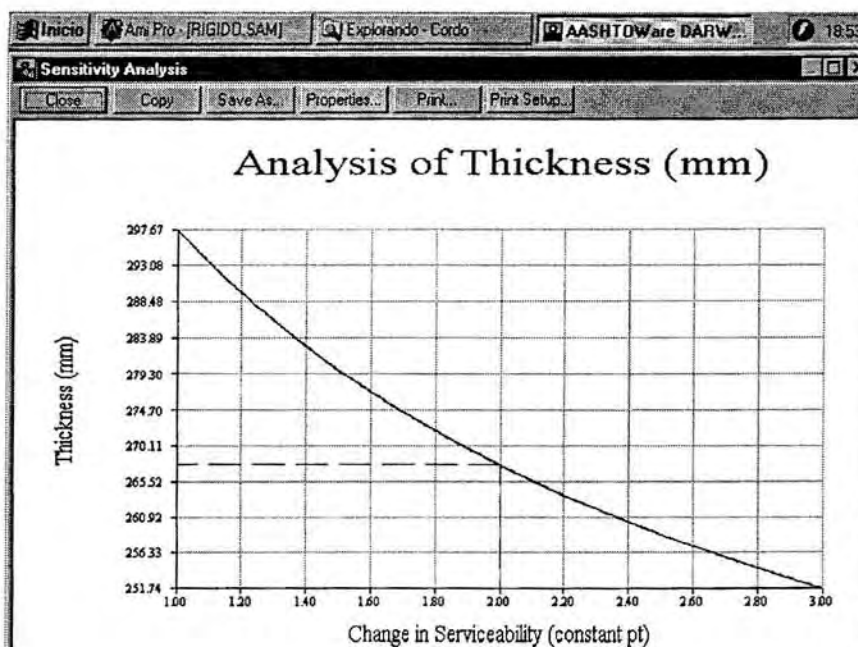


Fig. 9.18. Sensibilidad con respecto a la pérdida de serviciabilidad de diseño

En la fig. 9.19 se ve el efecto del módulo de rotura  $S_c'$  del hormigón. Este valor tiene un gran efecto en el espesor de la losa. Un incremento de 2,8 a 8,3 MPa (400 a 1200 psi) produce una disminución de espesor de 157 mm (6,18 pulg), por lo que es un valor que debe ser correctamente medido para evitar un resultado que esté sobre o subdimensionado.

En la fig. 9.20 se muestra el efecto del módulo elástico del hormigón sobre el espesor de la losa. Se observa que la sensibilidad es muy baja. En efecto, un incremento de  $E_c$  de 13,8 GPa a 41,3 GPa produce una variación del espesor de sólo 13,6 mm.

Como hecho curioso, es de notar que el efecto del módulo de rotura y del módulo elástico son antagónicos sobre el espesor de la losa, lo cual aparentemente va contra nuestra intuición. Este fenómeno puede ser explicado por el hecho de que el módulo de rotura mide resistencia a la flexión y que el módulo elástico mide rigidez. Las losas más rígidas son más fuertes, pero más frágiles, y por lo tanto se fisurarán más pronto que una losa flexible.

En la fig. 9.21 se ve el efecto del módulo de reacción de la subrasante sobre el espesor de la losa. Un incremento de  $k$  de 13,6 a 109 kPa/mm (50 a 400 pci) produce una disminución del espesor de 25 mm (1,0 pulg), por lo que la sensibilidad es sumamente baja.



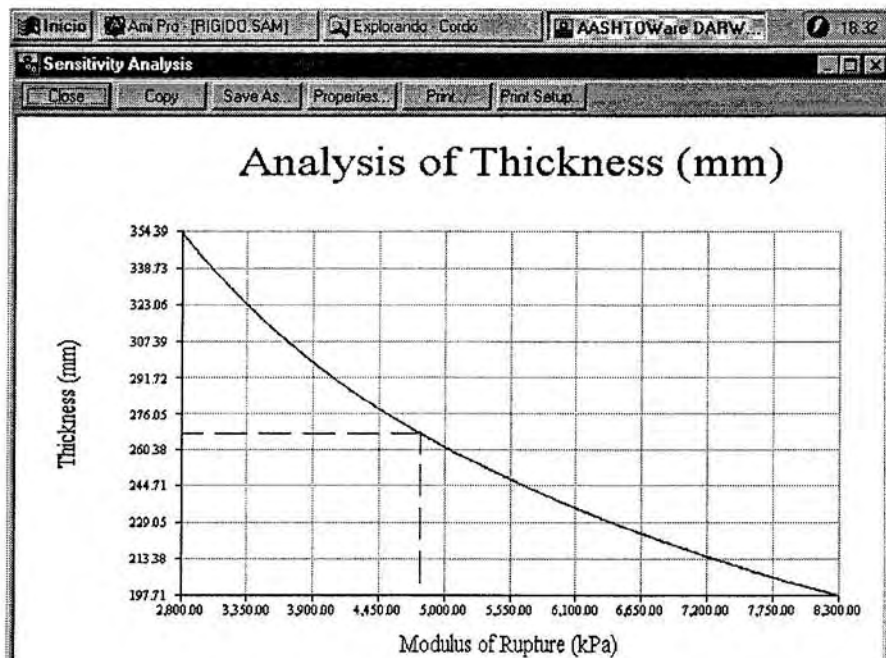


Fig. 9.19. Sensibilidad con respecto al módulo de rotura

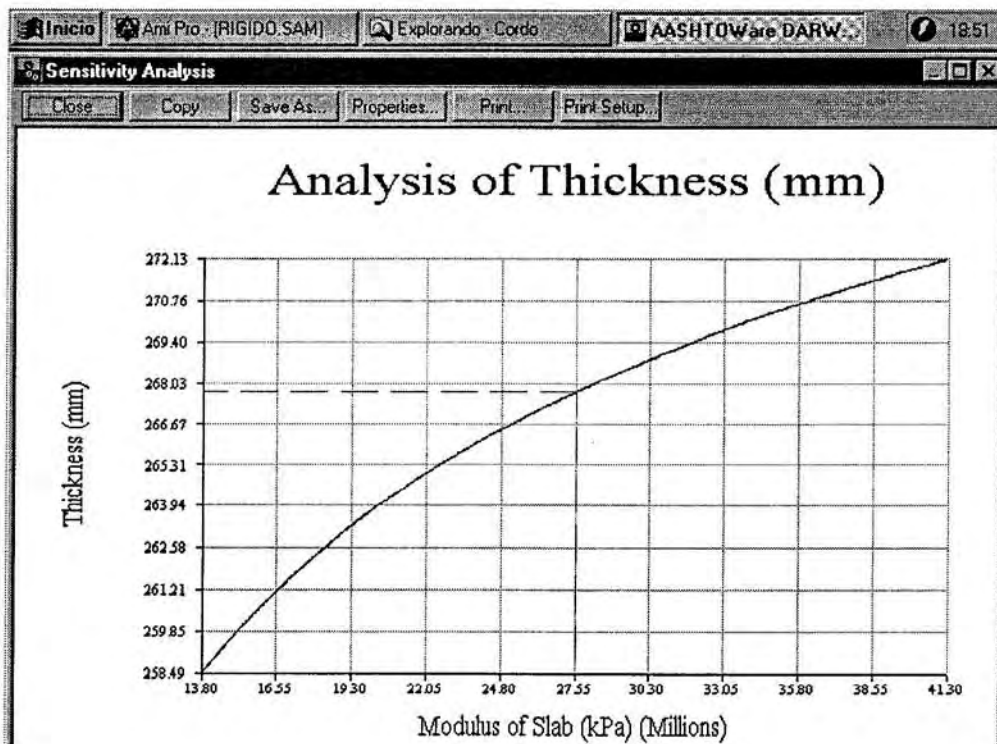


Fig. 9.20. Sensibilidad con respecto al módulo elástico

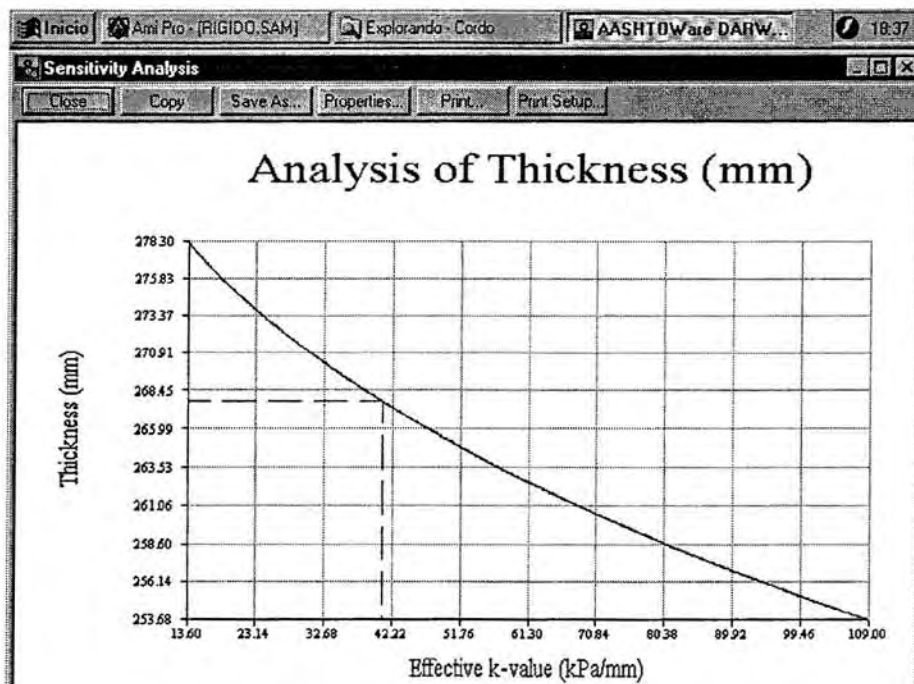


Fig.9.21. Sensibilidad con respecto al módulo de reacción de subrasante

En la fig. 9.22 se ve el efecto de la confiabilidad sobre el espesor. Este varía mucho con  $R$ , si ésta es mayor del 90%. Un incremento de la confiabilidad entre el 50 y el 90% produce el mismo incremento de espesor de losa que variando la confiabilidad entre 90 y 99%.

En la fig. 9.23 se ve el efecto del desvío standard de las variables sobre el espesor de la losa. El efecto es muy pequeño y lineal debido a la forma en que está introducido  $S_0$  en la fórmula de diseño.

En la fig. 9.24 se ve el efecto del coeficiente de transferencia de carga en el espesor de diseño. Se ve que la variación es grande ya que incrementando  $J$  de 2,4 a 4,4 se produce un incremento de espesor de losa de 87 mm (3,42 pulg). De aquí se deduce la importancia de implementar buenos mecanismos de transferencia de cargas.

En la fig. 9.25 se ve el efecto del coeficiente de drenaje sobre el espesor de la losa. Un incremento de  $C_d$  produce una disminución del espesor en forma casi lineal. Si  $C_d$  aumenta de 0,80 a 1,20 se produce una disminución de espesor de 58 mm (2,29 pulg). Como se ve la sensibilidad de esta variable es bastante importante.



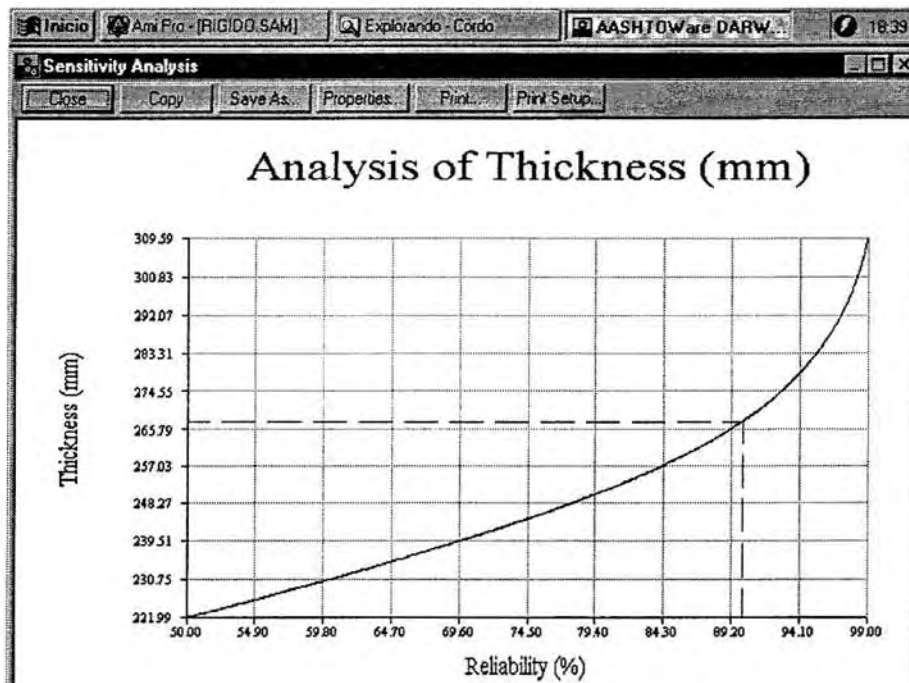


Fig. 9.22. Sensibilidad con respecto a la confiabilidad

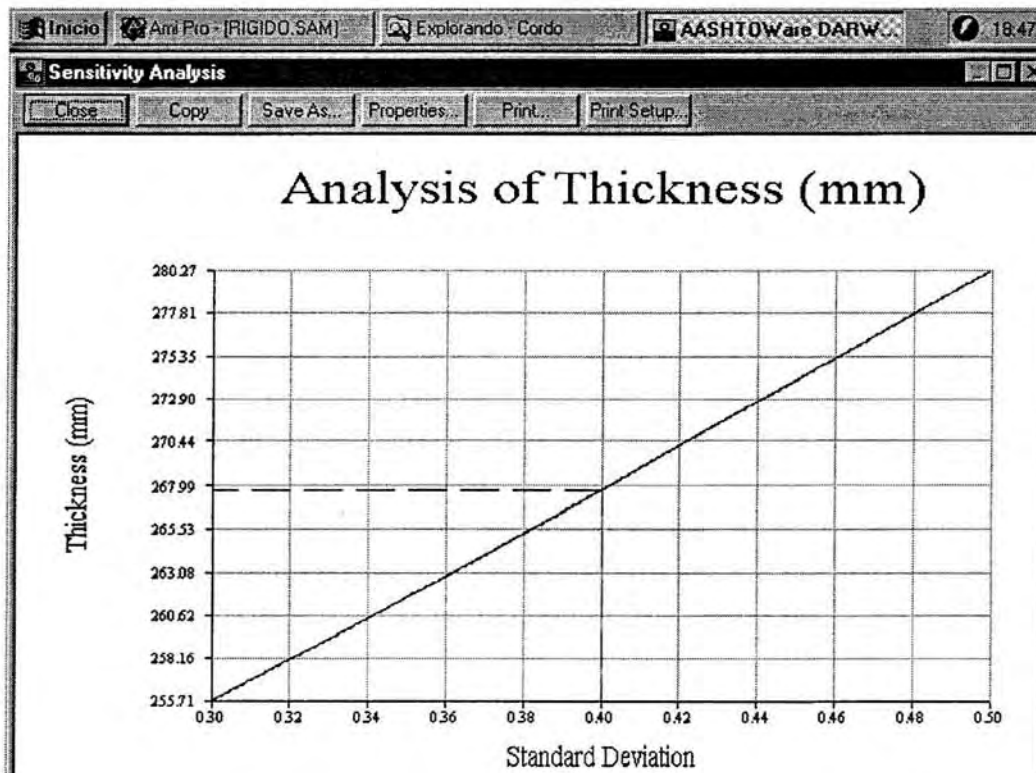


Fig. 9.23. Sensibilidad con respecto al desvío standard de todas las variables

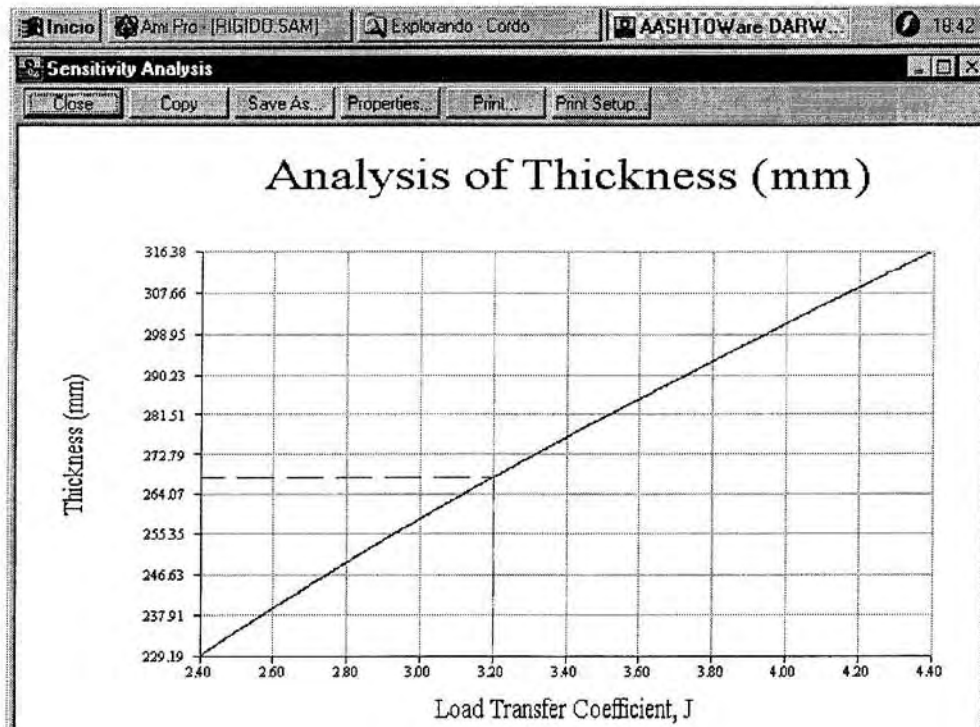


Fig. 9.24. Sensibilidad con respecto al coeficiente de transferencia de cargas

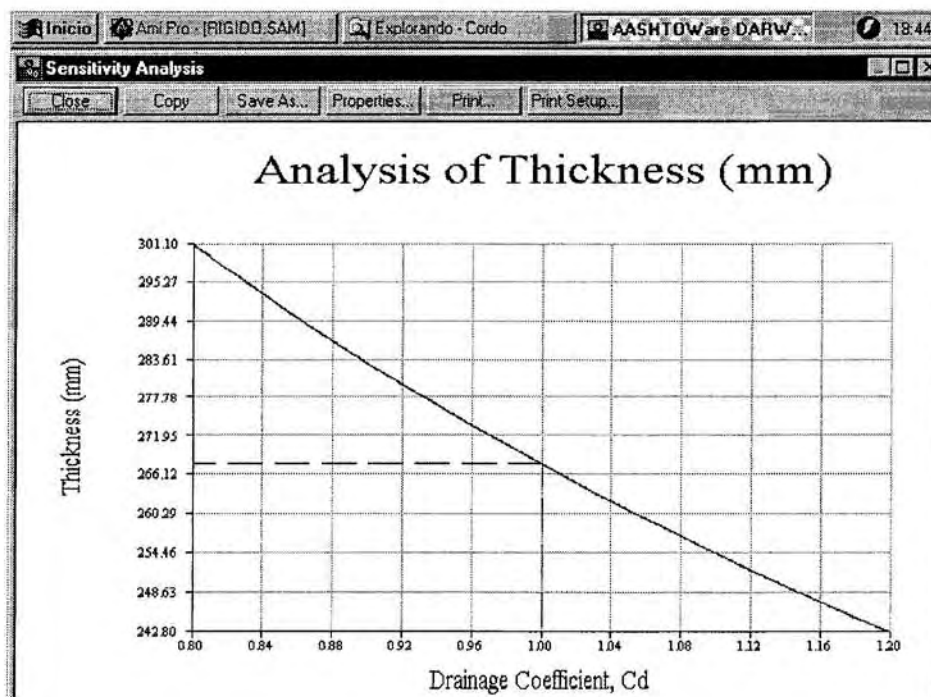


Fig. 9.25. Sensibilidad con respecto al coeficiente de drenaje

## 9.7.Limitaciones en el método de diseño AASHTO

Las limitaciones son las siguientes:

-Variabilidad. Las ecuaciones 9.1 y 9.4 (de diseño) están basadas en tramos de pavimentos muy cortos, donde la construcción y el control de calidad han sido excelentes (pistas AASHTO). En la realidad, con tramos más largos, la variabilidad en la construcción y materiales será mucho mayor y como resultado aparecerán fallas localizadas aún antes de alcanzar la serviciabilidad final. Esto se salva considerando niveles de confiabilidad altos (mayores del 50%).

-Limitación en materiales y subrasantes. La fórmula de diseño fue probada y verificada con los materiales y subrasante del AASHTO Road Test. Para distintos materiales es de esperar otro comportamiento del pavimento, pero este inconveniente se salva usando valores de entrada apropiados.

-Pérdida de soporte de fundación. Uno de los problemas más serios de los pavimentos de hormigón es el bombeo, pero las ecuaciones de diseño han ignorado este problema, que se tiene en cuenta mediante el coeficiente de pérdida de soporte LS que disminuye el valor k de la subrasante.

-Período de análisis muy reducido para el Road Test. Los períodos de análisis o de vida útil en los proyectos reales son mucho mayores que los analizados en el AASHTO Road Test, y en éste se pudieron analizar las fallas por efecto del tránsito, pero no las debidas a efectos climáticos que tardan más tiempo en desarrollarse (por ejemplo: corrosión de armaduras, levantamiento de juntas por congelamiento, fisuras de durabilidad, reacciones álcali-agregado). Por eso es de esperar que los pavimentos construídos en zonas de clima riguroso duren menos de lo previsto. En zonas de clima moderado, los pavimentos pueden llegar a durar más de lo previsto.

-Diseño de juntas. En el AASHTO Road Test sólo se usaron pavimentos con juntas con pasadores. La ausencia de pasadores o el uso de otro dispositivo de transferencia de cargas puede cambiar notablemente la vida útil del pavimento. El tipo de base puede modificar también la transferencia de cargas. Las recomendaciones para considerar la transferencia de cargas a través del coeficiente J son bastante burdas.

-Diseño de armaduras. El cálculo de armaduras longitudinales en pavimentos de hormigón con juntas tiene muchas simplificaciones. En primer lugar, se supone que la losa está totalmente libre, lo cual no es rigurosamente cierto. Si hay una cierta restricción en una o más juntas, habrá un incremento en las tensiones del acero que pueden provocar fluencia o rotura. Tampoco se tiene en cuenta el efecto de corrosión de armaduras. Por último, el efecto de las cargas repetidas del tránsito no está considerado en la determinación de las armaduras longitudinales.

Para pavimentos de hormigón continuos se desprecia el efecto de la fricción de la sub base, que se cree que puede llegar a ser un factor crítico determinante. También el ancho admisible de fisura de 1 mm (0,04 pulg) puede considerarse muy alto, siendo recomendable un valor de 0,58 mm (0,023 pulg).

-Clima. El comportamiento de los pavimentos de hormigón no es independiente de las condiciones climáticas. Dado que el AASHO Road Test fue hecho en dos años, los efectos climáticos para este caso no tuvieron el mismo efecto que tienen para un pavimento real, aún sometido a la misma sollicitación de cargas, pero en un período mucho mayor (20-40 años). La corrosión en el acero tarda varios años en desarrollarse, lo mismo que las reacciones entre álcalis y agregados.

-Factores equivalentes de carga. Estos factores son válidos para los materiales del AASHO Road Test, la composición del pavimento, la pérdida de serviciabilidad y el tipo de subrasante. La extrapolación de estos valores a otras condiciones no está bien conocida, pero es cuestionable. Además los camiones usados actualmente difieren mucho de los de la década del 50.

-Tránsito no mixto. El AASHO Road Test consideraba vehículos con idénticas configuraciones de ejes, lo que no ocurre en la realidad donde los vehículos tienen distintas configuraciones. El procedimiento de convertir un número equivalente de ejes de 80 kN (18 kips) no ha sido verificado in situ.

-Falta de directivas en la elección de varias variables de entrada. La pérdida de soporte y el coeficiente de drenaje tienen una gran influencia en el espesor de la losa, pero hay muy pocas directivas en lo que concierne a su correcta elección. Finalmente, el método AASHTO permite determinar el espesor de losa, pero no da directivas en cuanto a la determinación de espesor de sub base.

El uso exitoso del método AASHTO requiere haber adquirido experiencia y conocimientos sobre el tema. Se recomienda que los resultados obtenidos con el método AASHTO sean comparados con otros métodos.

## **9.8.Tendencias futuras en el diseño de pavimentos rígidos**

Al igual que para pavimentos flexibles, hay dos maneras de encarar el cálculo: una de ellas es la que usa el método AASHTO, o sea con fórmulas empíricas, desarrolladas a partir de pruebas en pavimentos hechos a este fin (AASHO Road Test). Otra forma de encararlo es a través de métodos mecánicos como el de la PCA (Portland Cement Association).

Aunque se ha avanzado mucho hacia la implementación de métodos mecánicos, estos métodos no han tenido mucho uso, en primer lugar por la complejidad de los cálculos a realizar y también por la falta de pruebas que verifiquen la teoría. Se deben hacer más investigaciones para determinar la respuesta de pavimentos de hormigón al alabeo por temperatura, a la combadura por humedad, a la transferencia de cargas, etc. También es necesario estudiar el efecto de las características de diseño en las fisuras transversales y otro tipo de fallas.

## 9.9. Ejemplos

### 9.9.1. Pavimento de hormigón simple para ruta colectora.

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

Dos trochas, juntas transversales a 4,6 m (15 pies) con barras pasadoras

Tiempo para drenar el agua del pavimento: 1 semana

Tiempo en que la estructura del pavimento está próxima a la saturación: 30%

Módulo de rotura del hormigón:  $S_c'=4,8$  MPa (700 psi)

Módulo elástico del hormigón:  $E_c=27,6$  GPa ( $4 \times 10^6$  psi)

Módulo efectivo de reacción de subrasante:  $k=54$  kPa/mm (200 pci)

Solución:

Se supone:

Serviciabilidad inicial:  $p_0=4,5$

Serviciabilidad final:  $p_t=2,5$

Confiabilidad:  $R=85\%$

Desvío standard de las variables:  $S_0=0,35$

La calidad del drenaje es aceptable y para un tiempo próximo a la saturación del 30% resulta un coeficiente de drenaje  $C_d=0,90$ .

Como hay barras pasadoras  $J=3,2$

Mediante el ábaco de diseño (fig. 9.1) se tiene un espesor de losa  $D=229$  mm (9 pulg).

¿Qué pasa si el módulo elástico de la losa es un 25% menor?

El módulo pasa a valer 20,7 GPa ( $3 \times 10^6$  psi), para una losa de 229 mm de espesor, el nivel mínimo de serviciabilidad se alcanza para  $6,8 \times 10^6$  ESALs. Si el módulo es un 25% mayor ( $E_c=34,5$  GPa), ese número asciende a  $5,6 \times 10^6$  ESALs. Se ve que un cambio del 25% en el módulo elástico produce cambios en  $W_{18}$  menores del 10%.

¿Cuál será el  $W_{18}$  que podrá soportar la calzada si no se colocan barras pasadoras? ¿Cuál deberá ser el espesor de la losa si se desea soportar el mismo número de ESALs?

$J$  pasa de 3,2 a 4,2  $\Rightarrow$  para  $D=229$  mm  $\Rightarrow W_{18}=2,4 \times 10^6$  ESALs

$\Rightarrow$  para  $W_{18}=6 \times 10^6$  ESALs  $\Rightarrow D=266$  mm=10,5 pulg

El incremento de espesor es:  $266-229=37$  mm=1,5 pulg

### 9.9.2. Pavimento de hormigón para una autopista urbana. Se trata de un pavimento de hormigón armado con juntas con banquetas de concreto asfáltico.

$W_{18}=20 \times 10^6$  ESALs

Tiempo previsto para drenaje del agua: 1 día



Módulo de rotura del hormigón:  $S_c'=5,2$  MPa (750 psi)  
Módulo elástico del hormigón:  $E_c=34,5$  GPa ( $5 \times 10^6$  psi)  
Módulo efectivo de reacción de la subrasante:  $k=81$  kPa/mm (300 pci)

Solución:

Se supone:

$p_0=4,5$

$p_t=2,5$

$R=95\%$

$S_0=0,35$

Buen drenaje  $C_d=1,0$

Hormigón armado con juntas  $J=3,2$

Según el ábaco de diseño resulta un espesor de losa  $D=269$  mm (10,6 pulg)  
¿Qué pasa si el módulo de rotura es un 20% mayor o menor?

Si es un 20% menor  $S_c'=4,1$  MPa=600 psi,  
y si  $D=269$  mm  $\implies W_{18}=9 \times 10^6$  ESALs (45% del  $W_{18}$  que se tenía antes)

Si es un 20% mayor  $S_c'=6,2$  MPa=900 psi,  
y si  $D=269$  mm  $\implies W_{18}=37 \times 10^6$  ESALs (casi el doble que el  $W_{18}$  inicial)

Este ejemplo sirve para darnos cuenta de la importancia que tiene el módulo de rotura del hormigón.

¿Qué pasa si el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación en un 30% del tiempo en lugar del 7%?

Esto hace que el coeficiente de drenaje  $C_d$  pase de 1,0 a 0,9 y entonces  $W_{18}$  será de  $14 \times 10^6$  ESALs frente a  $20 \times 10^6$  ESALs, la disminución es bastante menor que la que produce el módulo de rotura.

9.9.3. Se trata de un camino rural, con un  $W_{18}=15 \times 10^6$  ESALs. Se coloca una base granular de 6 pulg (152 mm), lo cual da un  $k=54$  kPa/mm (200 pci).

Tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles próximos a la saturación=25%

Tiempo en que efectúa el drenaje=1 día

Módulo de rotura del hormigón:  $S_c'=4,5$  MPa (650 psi)

Módulo elástico del hormigón:  $E_c=20,7$  GPa ( $3 \times 10^6$  psi)

Se prevén barras pasadoras y banquetas vinculadas.

Mediante el uso del programa DARWin se determinará el espesor de la losa.

Solución:

Para este problema se adopta:

$p_0=4,5$

$p_t=2,5$

$R=95\%$

$S_0=0,40$   
 $C_d=1,0$   
 $J=2,8$

Con estos datos el DARWin da un espesor  $D=265$  mm. En la fig. 9.26 se muestra el aspecto que ofrece la pantalla con los datos de entrada.

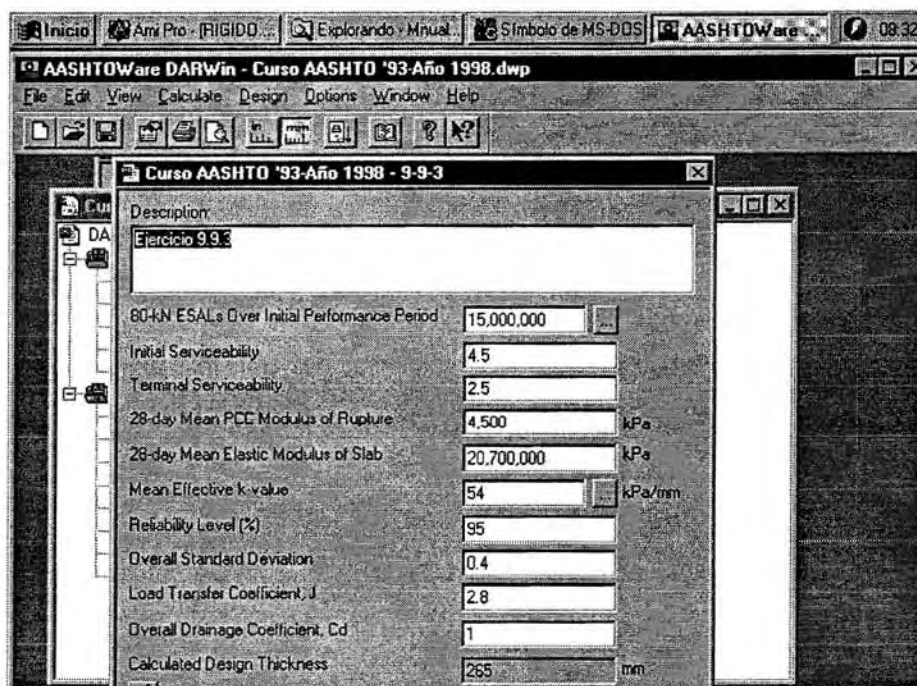


Fig. 9.26. Pantalla con los datos de entrada del problema

El diseño de las barras de unión puede hacerse también con el DARWin. Los datos de entrada son: grado de acero, distancia al borde libre, espesor de losa, factor de fricción, porcentaje de tensión de fluencia en el acero y tamaño de barras.

Para este ejemplo se usan barras  $\phi 16$ , con acero de tensión de fluencia 276 MPa, equivalente a Grado 40 (40 ksi). El porcentaje adoptado de resistencia de fluencia es 75%, el factor de fricción  $F=1,5$  y, con un espesor de losa de 270 mm, la longitud de las barras debe ser 762 mm (30 pulg) y el espaciamiento debe ser 0,62 m (24 pulg). Los resultados pueden verse en la fig. 9.27.

Para la determinación del reservorio para la junta y diseño del material de sellado se requiere el conocimiento del coeficiente de contracción térmica del hormigón, la variación de temperatura entre el momento en que el hormigón es colado y la mínima temperatura media anual, la contracción por secado del hormigón, el factor de ajuste por fricción entre losa y sub base, el tipo de sellante, la deformación admisible del sellante y el factor de forma. Estos datos se muestran en fig. 9.28 y también el resultado, ya que en "output" se indica el ancho mínimo del reservorio, que es de 10 mm (0,40 pulg) y profundidad de sellante, que es también 0,40 pulg ya que el factor de forma es igual a 1.



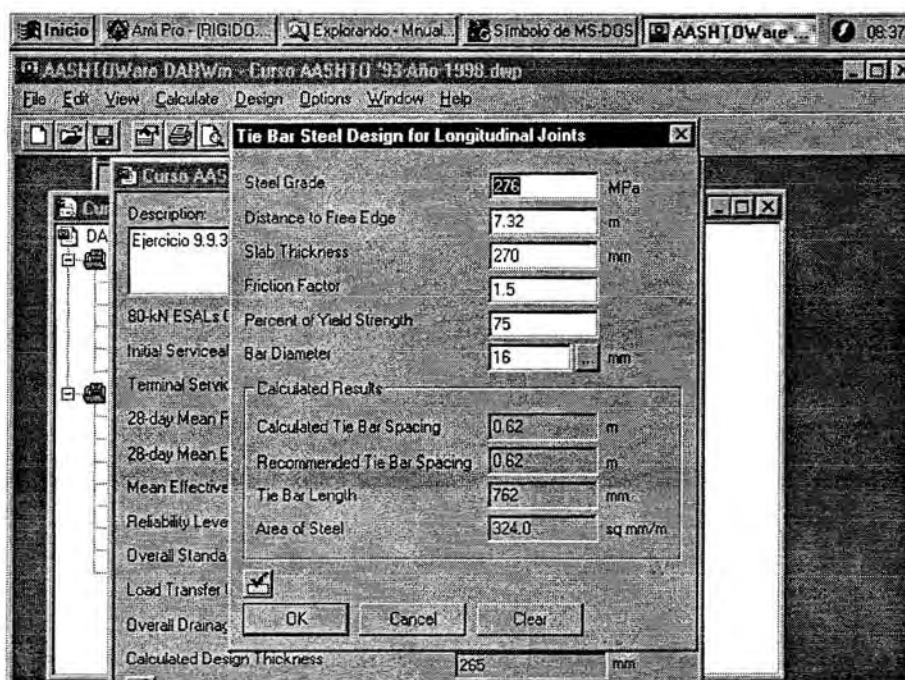


Fig. 9.27. Pantalla tal como se ve para el diseño de barras de unión

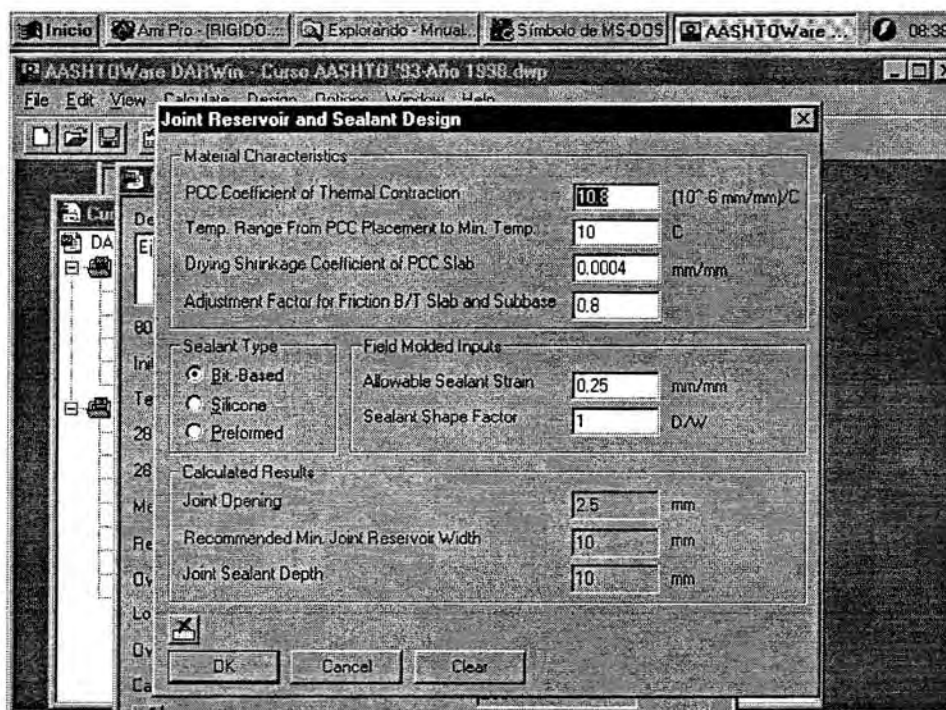


Fig. 9.28. Pantalla tal como se ve para diseño de reservorio para el material sellante\*

\*Nota: por error en la conversión de temperaturas en el programa DARWin 3.0 debe ponerse la diferencia en °C  $-32 \times 5/9$ . Estos 10°C de diferencia de temperatura, equivalen en realidad a una diferencia de  $10 + 32 \times 5/9 = 28^\circ\text{C}$  o  $50^\circ\text{F}$ .

9.9.4. Pavimento continuo de hormigón armado. El pavimento está formado por tres trochas de 3,65 m cada una (12 pies) con banquetas de 3 m (10 pies) de ancho.

$W_{18}=30 \times 10^6$  ESALs

Los materiales tienen estas propiedades:

Módulo de rotura del hormigón:  $S_c'=5,5$  MPa (800 psi)

Módulo elástico del hormigón:  $E_c=34,5$  GPa ( $5 \times 10^6$  psi)

Resistencia a la tracción indirecta del hormigón:  $IT=3,95$  MPa (573 psi)

Módulo efectivo de reacción de subrasante:  $k=81$  kPa/mm (300 pci)

Determinar el espesor requerido del pavimento usando el programa DARWin. Determinar la armadura longitudinal y transversal y la longitud y espaciamiento de barras de unión para juntas longitudinales.

Solución:

Se adopta:

$p_0=4,5$

$p_t=2,5$

$R=99\%$

$S_0=0,39$

El agua drena del pavimento en una semana y la estructura está expuesta a niveles próximos a la saturación en el 15% del tiempo. Esto implica adoptar un coeficiente de drenaje  $C_d=0,9$ .

Para pavimentos continuos de hormigón armado con banquetas vinculadas, el coeficiente de transferencia de cargas  $J=2,6$ .

Con estos datos se obtiene un espesor de losa  $D=296$  mm (11,7 pulg) (Ver fig. 9.29).

Para el cálculo de las barras de armadura longitudinal se necesita la resistencia a la tracción indirecta del hormigón a los 28 días, el coeficiente térmico del hormigón, la variación de temperatura, las tensiones de trabajo debidas a la carga de rueda, la tensión admisible del acero, el ancho admisible de fisura y el diámetro de barras. La pantalla tal como la muestra el DARWin está en fig. 9.30, y el porcentaje recomendado de acero es 0,51, que corresponde a 16 barras de  $\phi=20$  mm c/3,65 metros (una trocha).

Para el cálculo de las barras transversales se requiere conocer el factor de fricción, la tensión de trabajo del acero y el diámetro de barras. La pantalla aparece en fig. 9.31 y usando barras de 12 mm de diámetro, éstas deben estar espaciadas 333,7 mm (13,1 pulg).

En la fig. 9.32 se indica cómo se resuelve la determinación de barras de unión en juntas longitudinales. El diámetro adoptado es  $\phi=16$  mm, la longitud de las barras es de 762 mm (30 pulg) con un espaciamiento de 0,62 m (24,4 pulg).

**AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93-Año 1998.dwp**

File Edit View Calculate Design Options Window Help

**Description:**  
Ejercicio 9.9.4

60-kN ESALs Over Initial Performance Period	30,000,000	
Initial Serviceability	4.5	
Terminal Serviceability	2.5	
28-day Mean PCC Modulus of Rupture	5,500	kPa
28-day Mean Elastic Modulus of Slab	34,500,000	kPa
Mean Effective k-value	81	kPa/mm
Reliability Level (%)	99	
Overall Standard Deviation	0.39	
Load Transfer Coefficient, J	2.6	
Overall Drainage Coefficient, Cd	0.9	
Calculated Design Thickness	296	mm

Fig. 9.29. Datos de entrada para el problema

**AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93-Año 1998.dwp**

File Edit

**CRCP Longitudinal Steel Design**

28-day Concrete Indirect Tensile Strength	5,500	kPa		
Concrete Shrinkage at 28 days	0.0003	mm/mm	Lane	Width m
Thermal Coefficient of Concrete	10.8	(10 <sup>-6</sup> mm/mm)/C	1	3.65
Thermal Coef. of Rein. Steel	9	(10 <sup>-6</sup> mm/mm)/C	2	3.65
Design Temperature Drop	16	C	3	3.65
Tensile Stress Due to Wheel Load	2,070	kPa	4	
Allowable Steel Stress	413	MPa	5	
Allowable Crack Width	0.8	mm		
Bar Diameter	20	mm	Lane	1
<b>Calculated Results</b>				
Minimum % Steel	0.77		Minimum # of Bars	26.6
Maximum % Steel	0.83		Maximum # of Bars	28.8
Actual % Steel	0.78		Actual # of Bars	27

OK Cancel Clear

Fig. 9.30. Pantalla con datos y solución para la armadura longitudinal

Inicio Ami Pro - [RIGIDO] Explorando - Manual Símbolo de MS-DOS AASHTOWare ... 08:55

AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93 Año 1998.dwp

File Edit View

### CRCP Transverse Steel Design

Lane Configuration		Calculated Results		
Lane	Width m	Percent Steel	Area of Steel sq mm/m	Bar Spacing mm
Outer PCC Shoulder	8	0.114	338.9	333.7
1	3.65	0.114	338.9	333.7
2	3.65	0.114	338.9	333.7
3	3.65	0.114	338.9	333.7
4				
5				

Other Inputs

Friction Factor (F) 1.5

Steel Working Stress 207 MPa

Bar or Wire Diameter 12 mm

Calculate Cancel Clear

Fig. 9.31. Pantalla con datos y resultados para armadura transversal

Inicio Ami Pro - [RIGIDO] Explorando - Eic-1... Símbolo de MS-DOS AASHTOWare ... 12:35

AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93 Año 1998.dwp

File Edit View Calculate Design Options Window Help

### Tie Bar Steel Design for Longitudinal Joints

Description Ejercicio 5

80-kN ESA

Initial Serv

Terminal S

28-day Me

28-day Me

Mean Effe

Reliability I

Overall St

Load Tran

Overall Dr

Calculated

Steel Grade 275 MPa

Distance to Free Edge 7.3 m

Slab Thickness 300 mm

Friction Factor 1.5

Percent of Yield Strength 75

Bar Diameter 16 mm

Calculated Results

Calculated Tie Bar Spacing 0.56 m

Recommended Tie Bar Spacing 0.56 m

Tie Bar Length 762 mm

Area of Steel 359.0 sq mm/m

OK Cancel Clear

Use the File menu to create or open a project

ENGLISH NUM

Fig. 9.32. Pantalla con datos y resultados para barras de unión



## CAPITULO 10

### Rehabilitación de pavimentos con refuerzos

#### 10.1.Introducción

Los refuerzos sirven para corregir fallas funcionales o estructurales de pavimentos existentes. Es necesario aclarar bien cuando se trata de falla funcional o de falla estructural, dado que de esto depende el tipo de refuerzo a proyectar.

Las fallas funcionales son aquéllas que afectan al usuario, como ser una fricción superficial pobre, una mala textura, hidropilado en ahuellamientos, hundimientos, asentamientos, etc.

Las fallas estructurales son aquéllas que afectan la capacidad del pavimento para soportar las cargas. Ejemplos de fallas de este tipo son: espesor inadecuado, fisuraciones, distorsiones y desintegraciones. Muchas de estas fallas no son provocadas por la acción del tránsito sino por otras causas como ser: malas técnicas de construcción, fisuración por baja temperatura, etc. No obstante esto, la acción del tránsito acelera el proceso de deterioro.

Los distintos tipos de refuerzos a estudiar son:

Tabla 10.1

Refuerzo	Pavimento existente
Concreto asfáltico	Concreto asfáltico
Concreto asfáltico	Hormigón roto, fisurado o triturado previamente
Concreto asfáltico	H°S°, H°A° c/juntas, H°A° continuo
Concreto asfáltico	C°A°s/H°S°, C°A°s/H°A° c/juntas, C°A°s/H°A° continuo
Hormigón simple adherido	H°S°, H°A° c/juntas, H°A° continuo
Hormigón simple no adherido	H°S°, H°A° c/juntas, H°A° continuo
Hormigón simple	Concreto asfáltico

#### 10.2.Factibilidad del tipo de refuerzo

La factibilidad de cada tipo de refuerzo depende de estas consideraciones:

1)Disponibilidad de fondos adecuados para realizar el refuerzo.

2)Factibilidad constructiva del refuerzo. Esto incluye:

- a)Control de tránsito.
  - b)Disponibilidad de materiales y equipos.
  - c)Condiciones climáticas.
  - d)Problemas constructivos como ser: ruido, polución, instalaciones subterráneas, gálibo bajo puentes, espesor de banquetas y ensanche de calzada (incluyendo eventualmente el ensanche de terraplenes o desmontes).
  - e)Interrupciones al tránsito y costo de la demora del usuario.
- 3)Vida útil a adoptar para el refuerzo. Esta depende de:
- a)Deterioro del pavimento existente.
  - b)Diseño del pavimento existente, condición de los materiales que forman el paquete, tipo de subrasante.
  - c)Cargas de tránsito futuras.
  - d)Clima local.
  - e)Condiciones de drenaje.

### **10.3.Condiciones importantes en el diseño de un refuerzo**

Esta tarea incluye muchos ítems: reparaciones previas al refuerzo, control de reflexión de fisuras, cargas de tránsito, drenaje, fresado del pavimento existente, reciclado del pavimento existente, materiales, etc. A continuación se hará una somera descripción de cada uno de estos ítems.

#### **10.3.1.Reparaciones previas al refuerzo**

Es necesario proceder a reparaciones previas de la capa superficial existente previamente a la colocación del refuerzo. Estas tareas dependen del tipo de refuerzo a colocar. El proyectista debe considerar el costo de este ítem y en base al mismo diseñar el tipo de refuerzo. Si el pavimento existente está muy deteriorado, se buscará colocar el refuerzo que requiera reparaciones previas más baratas y sencillas y que se adapte bien al grado de deterioro existente.

#### **10.3.2.Control de reflexión de fisuras**

La reflexión de fisuras es una de las causas de deterioro de los refuerzos, por lo que se deben recabar tareas para un control efectivo de la misma. Algunos tipos de refuerzos son menos sensibles que otros a la reflexión. La elección del tipo de refuerzo dependerá del tipo de pavimento existente y del mismo refuerzo.

#### **10.3.3.Cargas de tránsito**

Para el diseño del refuerzo es necesario conocer el número de ESALs previstos durante la vida útil del refuerzo. Esto se hace en base a los datos de tránsito y a los LEFs según sea el tipo de pavimento (rígido o flexible). Los factores a usar son (Tabla 10.2):

Tabla 10.2

Pavimento existente	Refuerzo	LEF a usar
Flexible	Concreto asfáltico	Flexible
Hormigón triturado	Concreto asfáltico	Flexible
Hormigón roto, fisurado	Concreto asfáltico	Flexible
Hormigón simple, armado c/juntas	C°A° u H°S°	Rígido
Hormigón armado continuo	C°A° u H°S°	Rígido
Flexible	Hormigón simple	Rígido
Compuesto C°A°/H°S°	C°A° u H°S°	Rígido

Como guía, para pasar de ESALs para pavimentos rígidos a ESALs para pavimentos flexibles, debe multiplicarse por 0,67.

#### 10.3.4.Drenaje

Las condiciones de drenaje del pavimento existente influyen mucho en el comportamiento del refuerzo.

#### 10.3.5.Ahuellamiento en pavimentos de concreto asfáltico

Previo al diseño de un refuerzo de concreto asfáltico debe conocerse la causa del ahuellamiento del pavimento de concreto asfáltico existente. No se recomienda colocar el refuerzo si hay un ahuellamiento severo debido a inestabilidad de una o varias capas del paquete estructural. En este caso se recomienda fresar todas las capas asfálticas afectadas.

#### 10.3.6.Fresado de capa de concreto asfáltico

La remoción de una porción de una capa existente de concreto asfáltico mejora el comportamiento del refuerzo de concreto asfáltico por la eliminación de material fisurado y endurecido.

#### 10.3.7.Reciclado del pavimento existente

Es una alternativa interesante y una práctica muy común en EEUU. Muchas veces se recicla totalmente la capa de concreto asfáltico conjuntamente con la remoción de una base granular deteriorada.



### **10.3.8. Refuerzos funcionales vs. estructurales**

En los capítulos siguientes se hablará de diseños de espesores de refuerzo para corregir deficiencias estructurales. Si se pretende usar estos criterios para corregir defectos funcionales se obtendrían espesores despreciables. Esto no quiere decir que el pavimento no precisa refuerzos. En este caso el espesor debe ser el necesario para corregir la falla funcional.

### **10.3.9. Materiales para refuerzos**

Se deben elegir de acuerdo al tipo de tránsito, condiciones climáticas y deficiencias del pavimento existente.

### **10.3.10. Banquinas**

El incremento del espesor del pavimento debe ir acompañado del consecuente incremento del espesor de banquetas. Para la elección del material se debe conocer el grado de deterioro que puede tener la banqueta y el tránsito que hará uso de la misma. Esto tiene gran importancia en sectores del camino donde se sabe que estacionan camiones.

### **10.3.11. Durabilidad de la losa de hormigón**

La durabilidad de la losa existente de hormigón tiene gran influencia en el comportamiento de refuerzos de concreto asfáltico. Si hay fisuras de durabilidad (fisuras "D") o reacción álcali-agregado, estas fallas continuarán y afectarán el comportamiento del refuerzo.

### **10.3.12. Juntas de un refuerzo de hormigón**

Los refuerzo de hormigón, ya sean adheridos o no, requieren un diseño de juntas tal que tenga en cuenta las características (rigidez) del pavimento existente. Los factores a considerar son: espaciamiento entre juntas, profundidad de aserrado, reservorio para el sellante y requerimientos de transferencia de cargas.

### **10.3.13. Armaduras en refuerzos de hormigón**

Tanto los refuerzos de hormigón armado con juntas o continuos requieren una adecuada cuantía de acero para control de fisuras. En el diseño de esta armadura hay que tener en cuenta la fricción entre losa de refuerzo y losa de base existente.

### **10.3.14. Unión o separación de refuerzos de hormigón**

Es necesario hacer un análisis para ver qué es más conveniente, si un refuerzo de hormigón adherido o no adherido. En caso de elegir un refuerzo adherido se debe asegurar

que trabaje junto con el pavimento de hormigón existente. En caso de optar por un refuerzo no adherido, se debe colocar una capa separadora que asegure la no reflexión de fisuras.

### **10.3.15. Confiabilidad y desvío standard del refuerzo**

En función de la confiabilidad y desvío standard de todas las variables en juego se determina la capacidad estructural del refuerzo. La confiabilidad tiene una gran influencia en el espesor de los refuerzos y es un valor que debe ser bien elegido por el proyectista. Este también tiene que ser consciente de que la incertidumbre para el diseño del refuerzo puede variar con respecto a la del pavimento nuevo. Por ejemplo, hay mucha incertidumbre en cuanto a la capacidad estructural del pavimento existente, pero es mucho menor en lo que concierne al tránsito. Para  $S_0$  se recomienda un valor de 0,39 para cualquier tipo de refuerzo diseñado con la ecuación de diseño para pavimento rígido y un valor de 0,49 para refuerzos diseñados con la ecuación de pavimentos flexibles.

### **10.3.16. Ensanche de pavimentos**

Muchos refuerzos de concreto asfáltico están realizados sobre pavimentos de hormigón, y como tarea adicional, se ensancha la calzada. Se debe asegurar que las secciones existentes y ensanchadas funcionan bien desde el punto de vista estructural. Muchas veces ha habido problemas a lo largo de la línea que marcaba el borde externo de la calzada primitiva. Se recomienda, para evitar ésto, hacer lo siguiente:

- a) La vida útil del refuerzo y del ensanche debe ser la misma para evitar reparaciones en distintos momentos.
- b) La sección transversal del ensanche debe igualar a la del pavimento existente en lo que concierne a tipo de material, espesor, armaduras y espaciamiento entre juntas. No obstante esto último, puede usarse un espaciamiento menor.
- c) Una sección ensanchada de hormigón debe estar vinculada a la losa existente con barras de unión. Estas deben estar ancladas y ser del mismo tipo que las empleadas en un pavimento nuevo (Por ejemplo, barras N°5 ( $\phi 16$ ), de 76 cm de largo y separadas 76 cm).
- d) A lo largo de esta junta longitudinal se debe disponer algún dispositivo que evite reflexión de juntas.
- e) El espesor del refuerzo debe ser el mismo en el ensanche y en el ancho previo.
- f) Si fuera necesario, debería preverse drenaje longitudinal.

## **10.4. Evaluación del pavimento para diseño del refuerzo**

### **10.4.1. Diseño del refuerzo a lo largo del proyecto**

El diseño de la reparación de un pavimento puede involucrar longitudes muy grandes. Hay dos maneras de abordar este problema y ambas tienen ventajas y desventajas. Estas son:

- a) Aproximación por sección uniforme. En este caso el proyecto es dividido en secciones de diseño y condiciones relativamente uniformes. Cada sección uniforme es considerada

independientemente y los datos de entrada para encarar el diseño del refuerzo se obtienen a partir de cada sección. En base a éstos se diseña un espesor uniforme de refuerzo válido para esta sección.

b) Aproximación de punto por punto. Los espesores de refuerzo son determinados para puntos específicos a lo largo de una sección uniforme de diseño (Por ejemplo cada 300 pies o 90 m). Todos los datos de diseño se determinan para ese punto en cuestión.

#### 10.4.2. Evaluación funcional del pavimento existente

Son los deterioros que afectan al usuario, pero que no comprometen la capacidad estructural del pavimento. Las soluciones para este tipo de fallas son:

##### 10.4.2.1. Fricción superficial e hidroplaneo

a) Todos los tipos de pavimentos. Cuando hay poca fricción con pavimento húmedo debido a exudación de la superficie se recomienda un espesor delgado de refuerzo adecuado al nivel de tránsito de la calzada.

b) Capa superficial de concreto asfáltico. Baja fricción debido a exudación. En este caso se puede fresar la parte de material que ha sufrido exudación para evitar la repetición de este fenómeno a través del refuerzo e impedir ahuellamientos debidos a inestabilidad. Después del fresado de la capa superficial, se puede colocar una capa de buena fricción, con granulometría abierta o un espesor de refuerzo adecuado para el nivel de tránsito de la calzada.

c) Capa superficial de concreto asfáltico. Cuando hay hidroplaneo debido a ahuellamiento será necesario determinar cuál o cuáles capas han sido ahuelladas para obrar en consecuencia. En la tabla 10.3 se dan algunas soluciones.

Tabla 10.3  
Soluciones para corregir ahuellamientos

Causas de ahuellamiento	Capa ahuellada	Solución
Espesor inadecuado de todo el paquete	Subrasante	Refuerzo grueso
Capa granular inestable debido a saturación	Base o sub base	Remover la capa inestable o refuerzo grueso
Capa inestable debido a baja resistencia al corte	Base	Idem caso anterior
Mezcla asfáltica inestable incluyendo desprendimientos y peladuras	Superficie	Remover la capa inestable
Compactación por tránsito	Superficie, base o sub base	Fresar la superficie y nivelar el refuerzo

#### 10.4.2.2. Rugosidad superficial

a) Todo tipo de pavimentos. Distorsión de la superficie en forma de ondas largas, incluyendo levantamientos e hinchamientos. La solución es nivelar la superficie con un refuerzo de espesor variable.

b) Capa superficial de concreto asfáltico. Rugosidad debido a deterioro de grietas transversales, fisuras longitudinales y hundimientos. En este caso un refuerzo convencional sería una corrección temporaria hasta que aparezcan las fisuras por reflexión. Lo correcto es hacer una reparación en todo el espesor de las capas alteradas y un refuerzo de concreto asfáltico de espesor adecuado con control de reflexión de fisuras.

c) Capa superficial de concreto asfáltico. Rugosidad por descascaramiento superficial. En este caso un simple refuerzo delgado de concreto asfáltico puede ser la solución. Si el descascaramiento es más profundo debería removerse toda la capa dado que este proceso continuará bajo el refuerzo.

d) Capa superficial de hormigón. La rugosidad es debida a descascaramiento en las juntas (spalling) y fallas debidas a juntas longitudinales, transversales y fisuras. En este caso debe repararse el descascaramiento en forma total en todo el espesor de capa o en forma parcial con materiales rígidos. Estas fallas pueden también ser reparadas por un refuerzo de espesor adecuado, no obstante, estas fallas pueden indicar una transferencia de cargas pobre y un mal drenaje. Esto puede hacer que las juntas o fisuras terminen reflejándose. También habrá que mejorar el drenaje. Algunas reparticiones viales recomiendan refuerzos preventivos cuyo objetivo es demorar el deterioro. Este tipo de refuerzos incluyen concretos asfálticos de espesor reducido y tratamientos superficiales.

#### 10.4.3. Evaluación estructural de pavimentos existentes

Las fallas estructurales son aquéllas que reducen la capacidad de carga del pavimento. Los procedimientos de diseño de refuerzos presentados aquí están basados en el concepto de que el tiempo y las cargas de tránsito reducen la capacidad del pavimento para resistir cargas y el refuerzo será diseñado para lograr que el pavimento vuelva a ser capaz de soportar cargas en un nuevo período de diseño.

En la fig. 10.1 se indican los conceptos generales de deficiencia estructural y capacidad estructural. Esta última se denota por SC (structural capacity). Cuando el pavimento es nuevo se tiene  $SC_0$ . Para pavimentos flexibles,  $SC=SN$ , y para pavimentos rígidos,  $SC=D$ . Para pavimentos compuestos,  $C^\circ A^\circ/H^\circ$ , SC se expresa como un espesor equivalente de losa.

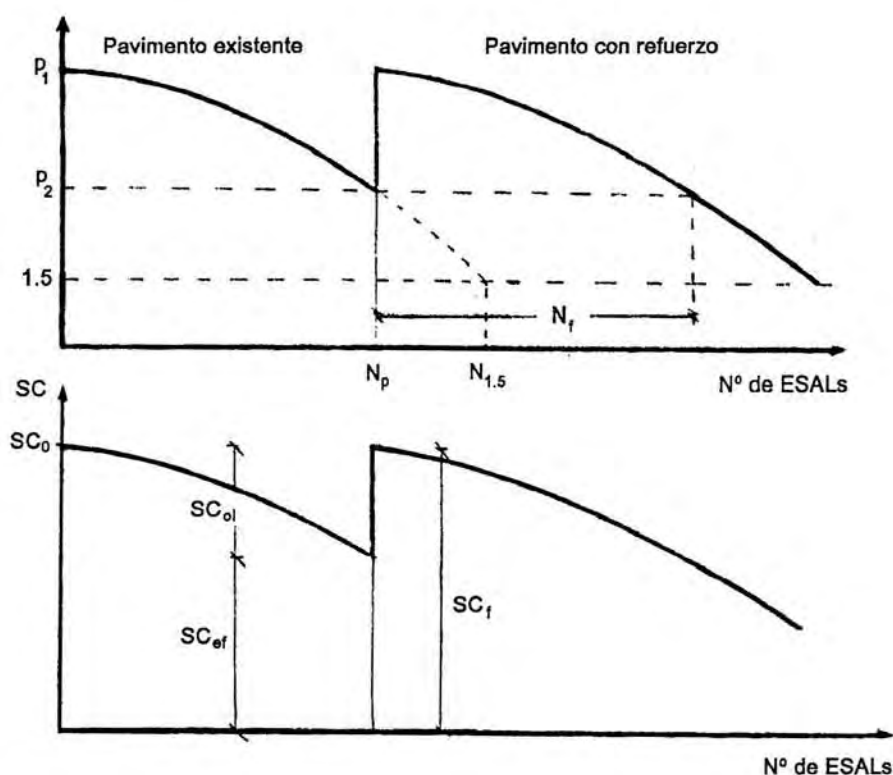


Fig. 10.1. Variación de la capacidad estructural de un pavimento en el tiempo

La capacidad estructural del pavimento declina por efecto del tiempo y del tránsito y en el momento de colocar el refuerzo, ésta ha pasado de  $SC_0$  a  $SC_{ef}$  ( $SN_{ef}$  para pavimentos flexibles,  $D_{ef}$  para pavimentos rígidos).

Supongamos que para el tránsito futuro esperado se requiera una capacidad estructural  $SC_f$ . La diferencia  $SC_f - SC_{ef} = SC_{oi}$  debe ser dada por el refuerzo. Este criterio de diseñar el refuerzo se llama la aproximación por deficiencia estructural. El problema más serio consiste en determinar  $SC_{ef}$ , lo cual no es para nada sencillo. Hay tres maneras de conocerlo:

- 1) Por observación visual y ensayos de materiales. Esto implica el estudio de los tipos de fallas presentes, así como el análisis de las condiciones de drenaje existentes complementada con toma de muestras y ensayos de laboratorio.
- 2) Mediante ensayos no destructivos o "NDT" (non destructive test). Con determinados aparatos se pueden conocer las condiciones de la subrasante y de las distintas capas.
- 3) Por estudios de daños de fatiga por efecto del tránsito. En base al tránsito que ha pasado se puede inferir un daño por fatiga en el pavimento y, en base a ésta, determinar la vida remanente que le queda al pavimento.



#### **10.4.4.Capacidad estructural basada en observación visual y ensayo de materiales**

Es muy importante la observación visual del pavimento existente. El observador debería tener información en lo que concierne al diseño, construcción y mantenimiento del mismo. Se deben inventariar los tipos de falla presentes; algunas de ellas son: piel de cocodrilo, ahuellamiento, fisuras longitudinales o transversales que pueden derivar en baches en el caso de pavimentos flexibles. Para los rígidos se tienen este tipo de fallas: descascaramiento en fisuras transversales o longitudinales, roturas en esquina, punzonados (punchouts), etc.

Se debe analizar también el drenaje y correlacionar sus deficiencias con las fallas presentes.

Se recomienda el muestreo y ensayo de materiales. Esto permitirá conocer los espesores reales de cada capa y el estado de deterioro en que se encuentran. Los ensayos recomendados son los de resistencia para muestras asfálticas o de hormigón, ensayos de granulometría para analizar la degradación y/o contaminación de capas granulares. Si en muestras de hormigón se observan fallas de durabilidad, se recomienda consultar a un petrógrafo para conocer sus causas.

#### **10.4.5.Capacidad estructural basada en el "NDT"**

Es un método de mucho valor y rápido de ejecutar. Si está correctamente aplicado, el NDT proporciona mucha información y análisis en forma rápida y económica. El análisis, sin embargo, puede ser muy sensible a condiciones desconocidas y debe ser ejecutado por personal que conozca el tema y tenga experiencia en esta metodología.

La evaluación estructural con el NDT depende del tipo de pavimento. Para la evaluación de pavimentos rígidos, el NDT sirve para analizar tres aspectos:

- a)Eficiencia de transferencia de cargas en juntas y fisuras.
- b)Estimación del módulo efectivo de reacción de la subrasante (valor k).
- c)Estimar el módulo de elasticidad del hormigón (la resistencia del mismo es función del módulo de elasticidad).

Para pavimentos flexibles, el método del NDT permite analizar estos dos aspectos:

- a)Estimación del módulo resiliente de la subrasante
- b)Estimación del  $SN_{er}$  de la estructura del pavimento.

También se puede determinar con el NDT los módulos resilientes de las distintas capas del paquete, y con éstos determinar el  $SN_{er}$ , aunque los resultados pueden ser dudosos, por lo que no es recomendable. Sin embargo, los valores de los módulos obtenidos sirven de guía para cuantificar el grado de alteración de cada capa.

Además con las medidas de las deflexiones se pueden cuantificar la variabilidad a lo largo del proyecto y subdividirlo en tramos de igual resistencia estructural.



#### 10.4.6.Capacidad estructural basada en la vida remanente

El daño que produce la fatiga por repetición de cargas hace que sea cada vez menor el número de cargas que el pavimento pueda soportar.

La vida remanente del pavimento es el porcentaje de cargas que el pavimento podrá soportar con respecto al número de cargas que lo llevarían a rotura (serviciabilidad de 1,5). Entonces:

$$\text{Vida remanente (remaining life)} \quad RL = \left( \frac{N_{1,5} - N_p}{N_{1,5}} \right) 100 = \left( 1 - \frac{N_p}{N_{1,5}} \right) 100 \quad (10.1)$$

donde:

$N_p$  = número de cargas hasta el momento actual

$N_{1,5}$  = número de cargas que producen la rotura ( $p_t=1,5$ )

El factor de condición CF (condition factor) (fig. 10.2) se define por la ecuación:

$$CF = \frac{SC_n}{SC_0} \implies SC_n = CF \cdot SC_0 \quad (10.2)$$

donde:

$SC_n$  = capacidad estructural del pavimento luego de  $N_p$  ESALs

$SC_0$  = capacidad estructural original del pavimento

Si  $RL=100\%$   $\implies N_p=0$  y  $SC=SC_0 \implies CF=1,0$

Si  $RL=0\%$   $\implies N_p=N_{1,5}$  y  $SC=SC_{falla} \implies CF=0,5$

$N_{1,5}$  puede ser determinado mediante la ecuación de diseño o con el uso de ábacos. Para ser congruente con el AASHO Road Test, se usará  $PSI=1,5$  y una confiabilidad  $R=50\%$ . En este caso puede dar  $N_p > N_{1,5}$  y si esto ocurre se debe usar  $CF=0,5$  para la estimación de  $SC_{ef}$ .

Este método adolece de algunas fuentes de error como ser:

- 1) La capacidad predictiva de las ecuaciones del AASHO Road Test.
- 2) La gran variación en el comportamiento de pavimentos con diseños idénticos.
- 3) La estimación del número de ESALs que han pasado.
- 4) Incapacidad para determinar fehacientemente el espesor de refuerzo. Para pavimentos muy deteriorados, el  $SN_{ef}$  o  $D_{ef}$  obtenidos por el criterio de vida remanente pueden ser mucho menores que los valores obtenidos por otros métodos. Se recomienda el método de la vida remanente para pavimentos con poco grado de deterioro.

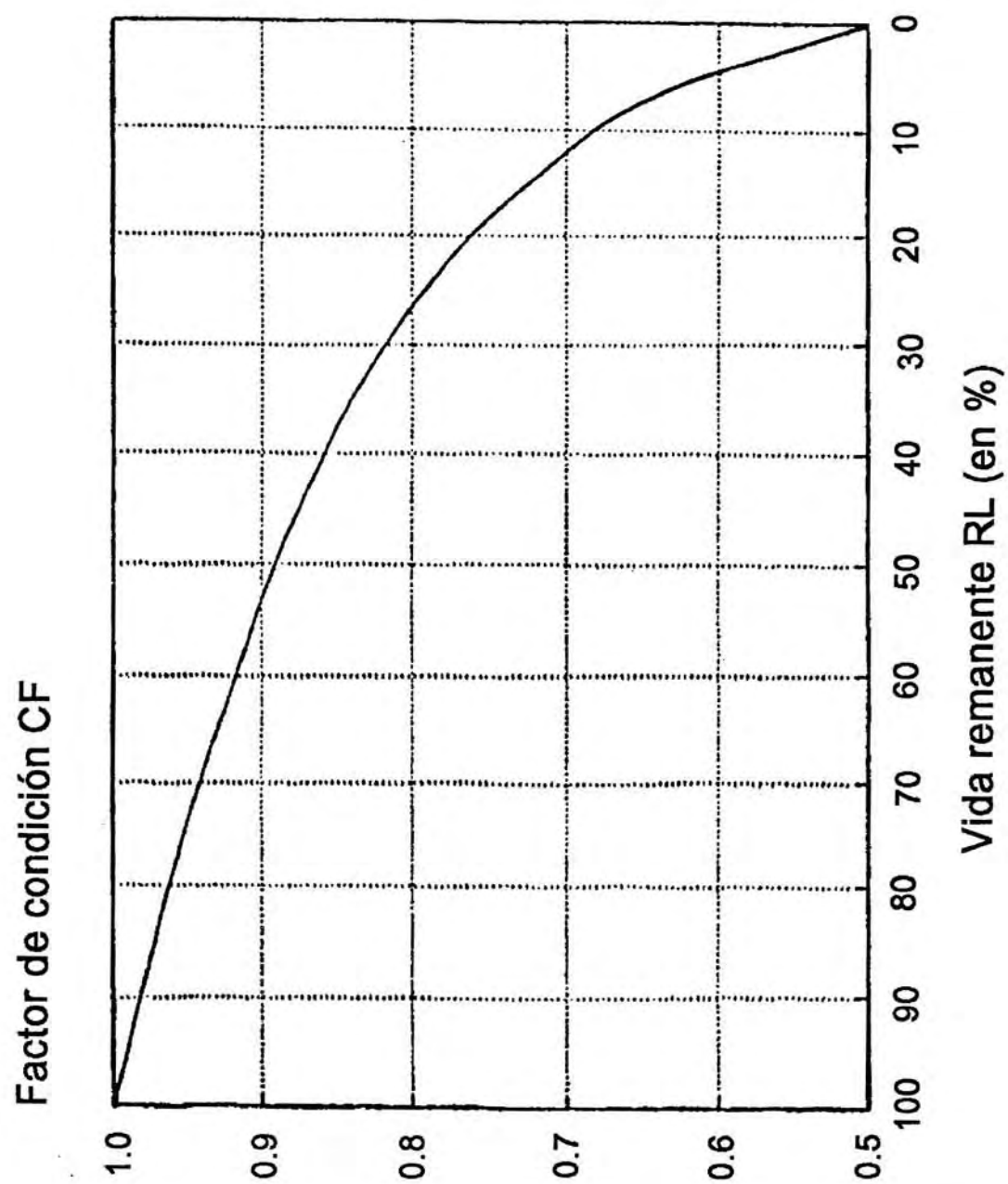


Fig. 10.2. Relación entre el factor de condición y la vida remanente

Los resultados obtenidos aplicando este criterio pueden tener errores por exceso o por defecto dado que no hay relación entre RL y el grado de deterioro observado. En efecto:

-Si en función del número de ejes que han pasado se determina una vida remanente muy pequeña, se colocaría un refuerzo muy grande, aunque el número de fallas en el pavimento sea reducido.

-Si la vida remanente según cálculo es considerable, el refuerzo a colocar sería pequeño, aún cuando haya una gran cantidad de fallas estructurales de gravedad.

El criterio de la vida remanente no es directamente aplicable, sin modificaciones, a pavimentos que han recibido uno o más refuerzos.

#### 10.4.7.Determinación del $M_R$ de diseño

El módulo resiliente de la subrasante puede determinarse por:

- Ensayos de laboratorio
- Ensayos NDT
- Estimación mediante correlación

No importa cual fuese el método usado, el  $M_R$  debe ser congruente con el valor usado en la ecuación del AASHO Road Test, especialmente cuando éste es determinado a partir de un NDT, ya que este ensayo da valores altos del módulo resiliente de la subrasante.

Con el NDT se determina el  $M_R$  midiendo las deflexiones producidas por un plato de carga que somete al paquete a una sollicitación de tipo sinusoidal o cíclica a una distancia considerable de la misma. La ecuación que las liga se deduce a partir de la teoría de Boussinesq y es:

$$M_R = \frac{0.24 P}{d_r r} \quad (10.3)$$

siendo:

$M_R$ =módulo resiliente de la subrasante (psi o kPa)

P=carga aplicada (lbs o kN)

$d_r$ =deflexión medida a una distancia r de la placa (pulg o m)

r=distancia al punto de medida (pulg o m)

Se supone que a una distancia considerable de la carga, la deflexión no está influenciada por los valores de los módulos de las capas superiores; sin embargo, no debe alejarse demasiado el punto de medida, ya que las deflexiones serían muy pequeñas y de difícil determinación.

El valor de  $M_R$  obtenido con la ecuación ya vista da valores muy altos, por lo que se recomienda reducirlo con un coeficiente C de esta manera:

$$M_R = C \frac{(0.24 P)}{d_r} \quad (10.4)$$

$C < 0.33$  para suelos finos. En el AASHO Road Test  $M_R = 3000 \text{ psi} = 21 \text{ MPa}$ .

El valor  $C < 0.33$  corresponde a análisis hechos sobre suelos finos. Aún no se ha investigado qué sucede entre el valor de  $M_R$  de laboratorio y el  $M_R$  determinado por un NDT para un suelo granular, pero se supone que en estos casos no habrá que hacer correcciones, aunque hay que investigar mucho todavía en este tema.

# CAPITULO 11

## **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de concreto asfáltico**

### **11.1.Introducción**

Previo a la colocación del refuerzo deben hacerse estas tareas:

- 1)Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento del drenaje.
- 2)Corrección del ahuellamiento superficial por fresado de la capa superficial o colocación de una capa de nivelación.
- 3)Ensanche, si está previsto.
- 4)Aplicación del riego de liga.
- 5)Colocación del refuerzo de concreto asfáltico (incluyendo tratamiento de control de fisuras si fuera necesario).

### **11.2.Factibilidad**

Este tipo de refuerzos es muy comúnmente usado, excepto cuando el pavimento existente esté tan deteriorado que justifique su remoción total. Los casos en que no es factible colocar el refuerzo de concreto asfáltico son:

- 1)La cantidad de fallas tipo piel de cocodrilo es muy grande.
- 2)Un ahuellamiento superficial excesivo que indique que los materiales del paquete tienen poca estabilidad.
- 3)La base estabilizada existente muestra signos de gran deterioro y repararla sería muy costoso.
- 4)La base granular debería ser removida y reemplazada debido a infiltración y a contaminación de material proveniente de una capa inferior (mala calidad).
- 5)El descascamiento y peladuras de la carpeta indican que ésta debe ser reemplazada.

### **11.3.Reparaciones previas**

Si de acuerdo al análisis hecho, es factible colocar un refuerzo, deben hacerse previamente estas reparaciones que consistirán, de acuerdo al tipo de falla, en:

- 1)Falla tipo piel de cocodrilo. Las áreas de fallas tipo piel de cocodrilo de gran severidad deben ser reparadas. Las áreas localizadas de fallas moderadas de piel de cocodrilo deben ser

reparadas a menos que se implemente algún tipo de control de reflexión de fisuras. La reparación debe incluir la remoción de todo material débil que se encuentre por debajo.

2) Fisuras lineales. Las fisuras lineales de alta severidad deben ser parchadas. Las fisuras con aberturas mayores de 0,25 pulg (6,3 mm) deben ser rellenadas con una mezcla arena-asfalto. También debe preverse algún dispositivo de control de reflexión de fisuras para juntas transversales que sufran apertura y cierre.

3) Ahuellamiento. Los ahuellamientos deben eliminarse mediante fresado o colocación de una capa niveladora. Cuando el ahuellamiento sea muy severo, habrá que hacer una investigación para determinar si se debe a fallas de capas inferiores, en cuyo caso habrá que remover toda la estructura fallada.

4) Irregularidades superficiales. Depresiones, serruchos, etc. requieren una investigación y tratamiento especial y, en determinados casos, remoción.

#### **11.4. Control de reflexión de fisuras**

La reflexión de fisuras en el refuerzo se debe a la concentración de deformaciones debidas a movimientos en el pavimento subyacente por flexión o por corte inducidos por cargas o por contracción horizontal debida a cambios térmicos.

Entre los métodos para control de fisuras, además de parches y rellenos previos, se tienen:

1) Membranas sintéticas. Son muy efectivas en el control de reflexión de piel de cocodrilo moderada. También pueden ser útiles para controlar reflexión de fisuras por temperatura, especialmente si están combinadas con relleno de las fisuras. Sin embargo, son poco útiles para retardar reflexión de fisuras debidas a movimientos horizontales o verticales significativos.

2) Capas cortadoras de reflexión. Las mayores de 76 mm (3 pulg) de espesor han sido efectivas para controlar la reflexión de fisuras debidas a grandes movimientos. Estas capas cortadoras de reflexión están formadas por material granular de granulometría abierta y un pequeño porcentaje de cemento asfáltico.

3) Cortado y sellado de juntas en el refuerzo de concreto asfáltico. Este método, en el cual se cortan juntas en correspondencia con fisuras rectilíneas del pavimento existente puede ser efectivo para control de reflexión. Este método es muy efectivo para refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas.

4) Un incremento del espesor del refuerzo. Esta solución reduce la reflexión y el corte bajo cargas y también reduce la variación de temperatura en el pavimento existente.

#### **11.5. Diseño de espesores**

La ecuación de diseño para refuerzo es:

*Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de concreto asfáltico*



$$SN_{ol}=a_{ol} D_{ol}=SN_f - SN_{ef} \quad (11.1)$$

donde:

$SN_{ol}$ =número estructural requerido para el refuerzo

$a_{ol}$ =coeficiente estructural para el refuerzo

$D_{ol}$ =espesor del refuerzo

$SN_f$ =número estructural requerido para el tránsito futuro

$SN_{ef}$ =número estructural efectivo del pavimento existente.

El espesor necesario de refuerzo será obtenido siguiendo los pasos que se indican a continuación. Los mismos proveen un método de diseño que recomienda hacer ensayos sobre el pavimento para obtener datos de entrada confiables. Si no es posible hacer esto, se puede encarar este problema mediante una observación visual de las fallas observadas, obviando los pasos 4 y 5.

#### 11.5.1.Paso 1.Diseño y construcción del pavimento existente

Se debe recabar información sobre:

- a)Espesor de cada capa y tipo de material usado.
- b)Subrasante (registros durante la construcción, ensayos de suelos, etc.)

#### 11.5.2.Paso 2.Análisis de tránsito

- a)Cantidad de ESALs acumulados en la trocha de diseño ( $N_p$ ), para ser aplicado solamente si  $SN_{ef}$  se obtiene por el método de vida remanente.
- b)Cantidad de ESALs previstos en la trocha de diseño durante el período de diseño ( $N_f$ ).

#### 11.5.3.Paso 3. Observación del estado del pavimento existente

Es necesario detectar, distinguir y medir los tipos de fallas presentes. En base a los mismos pueden determinarse los coeficientes estructurales. Se recomienda extraer muestras de las trochas más transitadas para estimar estas cantidades.

Se debe computar:

- a)Porcentaje de superficie con piel de cocodrilo (baja, media y alta severidad).
- b)Número de fisuras transversales por Km o milla (baja, media y alta severidad).
- c)Profundidad media del ahuellamiento.
- d)Evidencia de bombeo en fisuras y bordes de pavimentos.

#### 11.5.4.Paso 4. Ensayos de deflexión

Se hacen medidas de deflexiones en correspondencia con la zona transitada por la rueda externa de los vehículos. Los intervalos varían entre 100 y 1000 pies (30 a 300 m). Se usan dispositivos que pueden transmitir cargas de hasta 9000 lb (40 kN). La carga

puede ser pulsante o sinusoidal. Las deflexiones se miden en correspondencia con el centro de la carga y al menos a una distancia lo suficientemente alejada de la misma. En efecto, a distancias suficientemente alejadas de la carga, las deformaciones medidas en la superficie se deben exclusivamente al módulo de la subrasante y son independientes del tamaño del plato de carga. (Fig. 11.1).

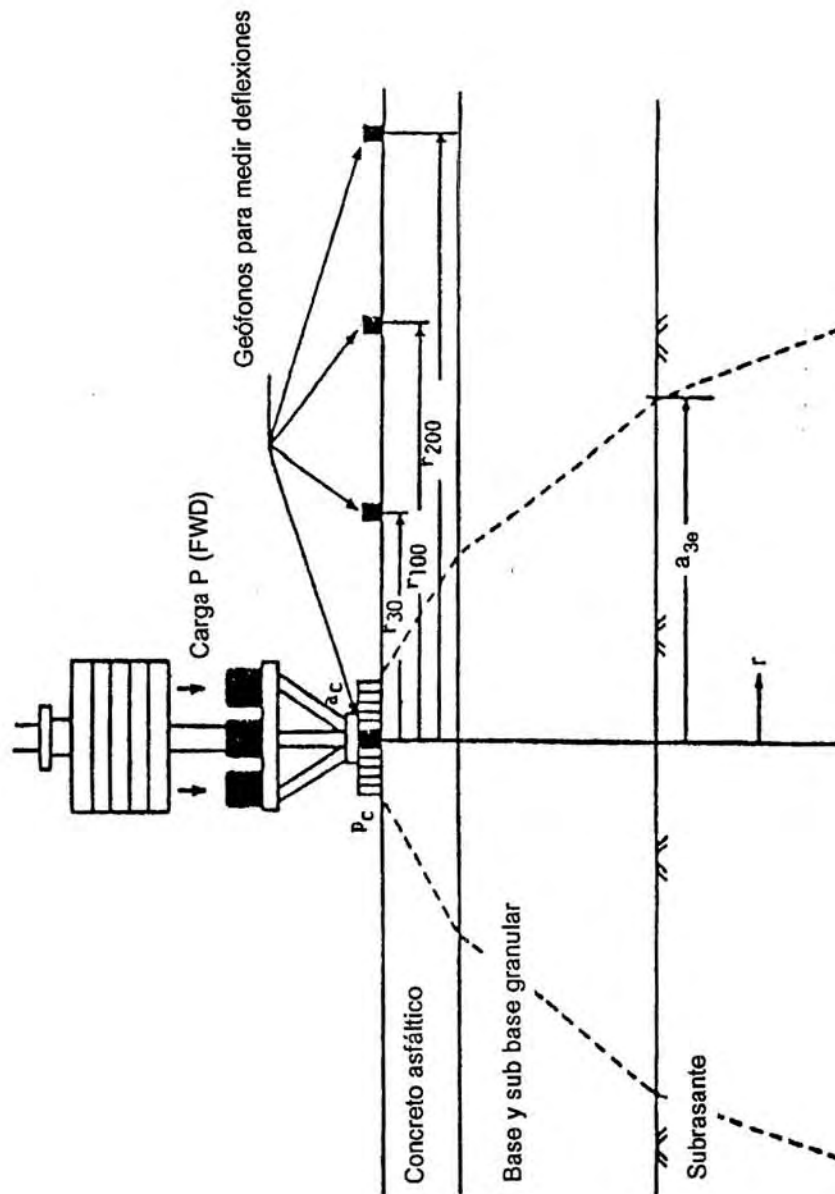


Fig. 11.1. Esquema de la zona sometida a tensiones en un pavimento sometido a un ensayo FWD.

La expresión de la deflexión  $d_r$  a la distancia  $r$  es:

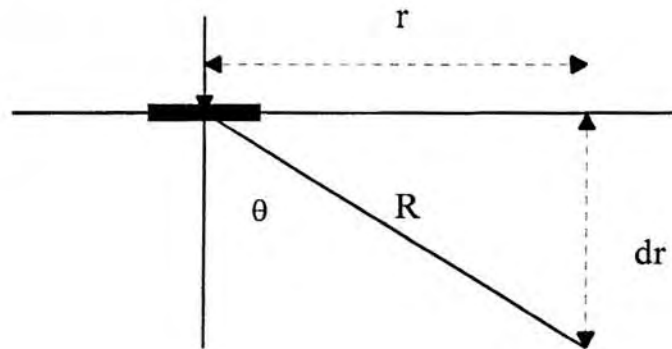


Fig.11.2. Distancia a la que la deflexión depende sólo de las propiedades de la subrasante.

$$d_r = \frac{P(1+\nu)}{2 \pi R M_R} (2(1-\nu) + \cos^2 \theta) \quad (11.2)$$

donde:

$d_r$ =deflexión a la distancia  $r$  de la carga aplicada

$\nu$ =coeficiente de Poisson de la subrasante

$P$ =carga aplicada

$M_R$ =módulo elástico de la subrasante

$r$ =distancia radial

$z$ =profundidad

$$\text{Como } R^2 = r^2 + z^2 \quad \cos \theta = z/R$$

reemplazando en (11.2) se tiene:

$$d_r = \frac{1}{M_R} \frac{P(1+\nu)}{2 \pi (z^2 + r^2)^{1/2}} \left[ 2(1-\nu) + \frac{z^2}{z^2 + r^2} \right] \quad (11.3)$$

$$\text{Como } d_r \text{ se mide en superficie } z=0 \text{ y } d_r = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi r M_R} \quad (11.4)$$

$$\text{de donde se despeja: } M_R = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi r d_r} \quad (11.5)$$

Finalmente, si  $\nu=0,5$  se tiene:

$$M_R = \frac{0,24 P}{r d_r} \quad (11.6)$$

No es necesario reajustar  $M_R$  por temperatura dado que  $d_r$  se debe sólo a deformación de la subrasante.

La distancia mínima para determinar  $d_r$  es:

$$r > 0,7a_e$$

$$\text{siendo } a_e = \left( a^2 + (D(E_p/M_R)^{1/3})^2 \right)^{1/2} \quad (11.7)$$

siendo:

$a_e$ =radio del bulbo de presiones en la interfase subrasante-pavimento (m o pulg)

$a$ =radio del plato de carga del NDT (m o pulg)

$D$ =espesor total del pavimento sobre la subrasante (m o pulg)

$E_p$ =módulo efectivo de todas las capas del pavimento (kPa o psi)

$M_R$ =módulo resiliente de la subrasante (kPa o psi)

Es necesario determinar la temperatura de la mezcla durante la medida de la deflexión, lo que puede hacerse en forma directa o estimada en base a las temperaturas del aire y de la superficie.

Ahora será necesario determinar el módulo  $E_p$  del pavimento. Para ello hay que partir de la teoría de Boussinesq que da los asentamientos sobre una vertical que pasa por el centro de un área circular cargada. Si  $\nu=0,5$ , dicha expresión es:

$$d = \frac{1,5 p a}{E} \frac{1}{[1+(z/a)^2]^{1/2}} \quad (11.8)$$

donde:

$p$ =presión de contacto

$a$ =radio del área cargada

$E$ =módulo elástico

$z$ =profundidad del punto en estudio

Esta expresión parte del hecho de que el medio de módulo  $E$  tiene profundidad infinita, pero se sabe que el paquete tiene un espesor finito. Para conocer la expresión que da la deflexión en el centro del área cargada se supondrá un sistema bicapa donde la deflexión en superficie ( $z=0$ ) será, aplicando Boussinesq:

$$d_0 = 1,5 \frac{p a}{E_p} \quad (11.9)$$

Si el espesor total del pavimento es  $D$ , la deflexión a esa profundidad, con la expresión de Boussinesq, ( $z=D$ ) es:

$$d_D = 1,5 \frac{p a}{E_p} \frac{1}{\left( 1 + (D/a)^2 \right)^{1/2}} \quad (11.10)$$

La deflexión en el pavimento entre  $z=0$  y  $z=D$  es:

$$d_p = d_0 - d_D = 1,5 \frac{p a}{E_p} \left[ 1 - \frac{1}{\left( 1 + (D/a)^2 \right)^{1/2}} \right] \quad (11.11)$$

La deflexión en la subrasante se computa transformando el sistema bicapa en un sistema equivalente de material de subrasante con módulo  $M_R$ . El espesor de este material equivalente es  $D_e$ .

$$d_s = 1,5 \frac{p a}{M_R} \frac{1}{\left(1 + (D_e/a)^2\right)^{1/2}} \quad (11.12) \quad D_e = D \left(E_p/M_R\right)^{1/3} \quad (11.13)$$

La deflexión total, medida en la superficie del pavimento se obtiene sumando la deflexión del pavimento,  $d_p$  y la de la subrasante  $d_s$ .

$$d = d_s + d_p \quad (11.14)$$

$$d_0 = 1,5 p a \left[ \frac{1}{M_R \left(1 + (D/a(E_p/M_R)^{1/3})^2\right)^{1/2}} + \frac{1 - \frac{1}{\left(1 + (D/a)^2\right)^{1/2}}}{E_p} \right] \quad (11.15)$$

Para placas de carga de 5,9 pulg (150 mm) la fig. 11.3. permite determinar la relación  $E_p/M_R$  y  $E_p$  puede ser determinado para un valor conocido o supuesto de  $M_R$ .

El manejo de este gráfico es muy sencillo; el espesor  $D$  del pavimento es conocido,  $M_R$  es conocido ( $M_R = 0,24 P/r d_r$ ),  $d_0$  se mide y se conoce  $M_R d_0/P$  y con el valor de  $D$  se corta la curva correspondiente de  $E_p/M_R$  y luego se determina  $E_p$ .

Los valores de  $d_0$  deben ser ajustados por temperatura para llevarlos a una temperatura de referencia de 20°C (68°F). Para ello pueden usarse los gráficos de fig. 11.4 si el pavimento tiene una base granular o estabilizada con asfalto o de fig. 11.5 si el pavimento tiene una base estabilizada con cemento y/o puzolanas.

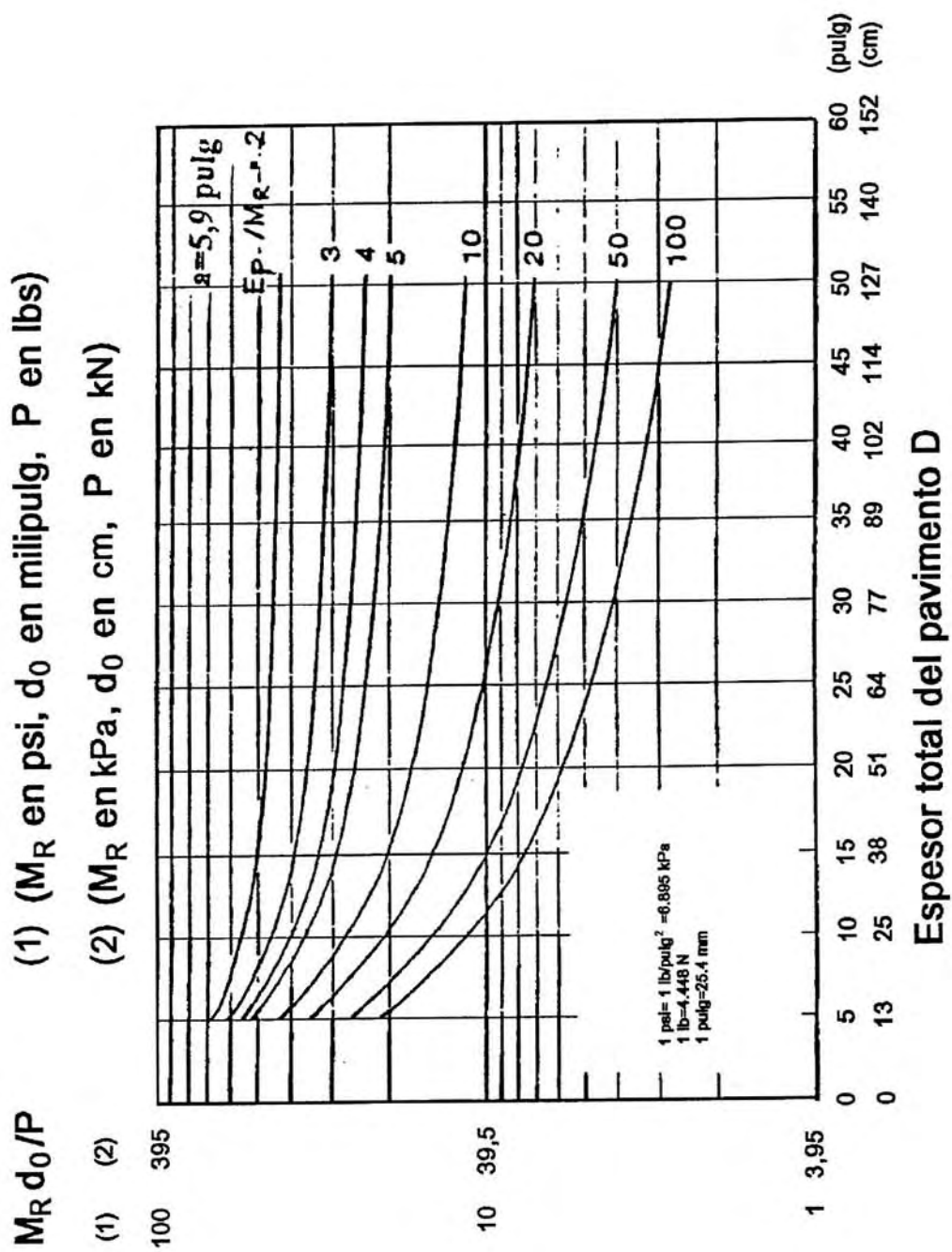


Fig. 11.3. Determinación de  $E_p / M_R$



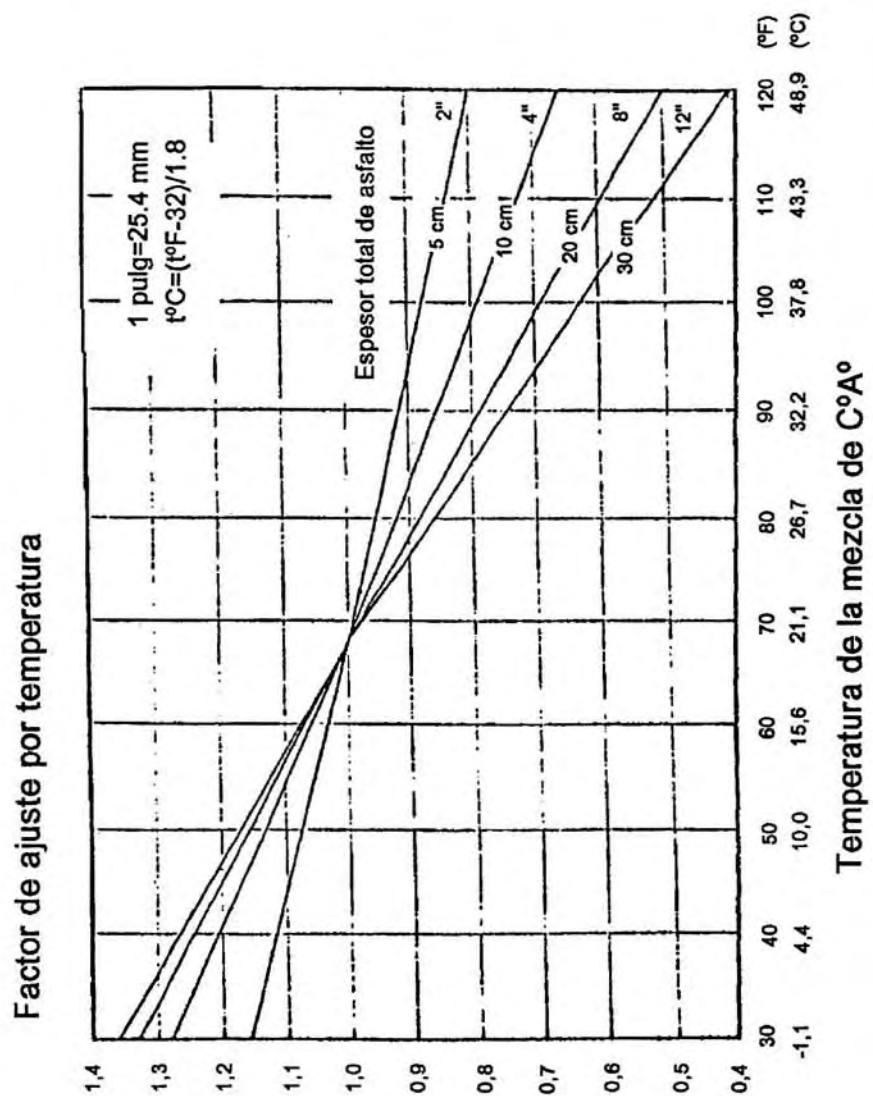


Fig. 11.4. Ajuste para  $d_0$  por temperatura para pavimento con base granular o tratada con asfalto

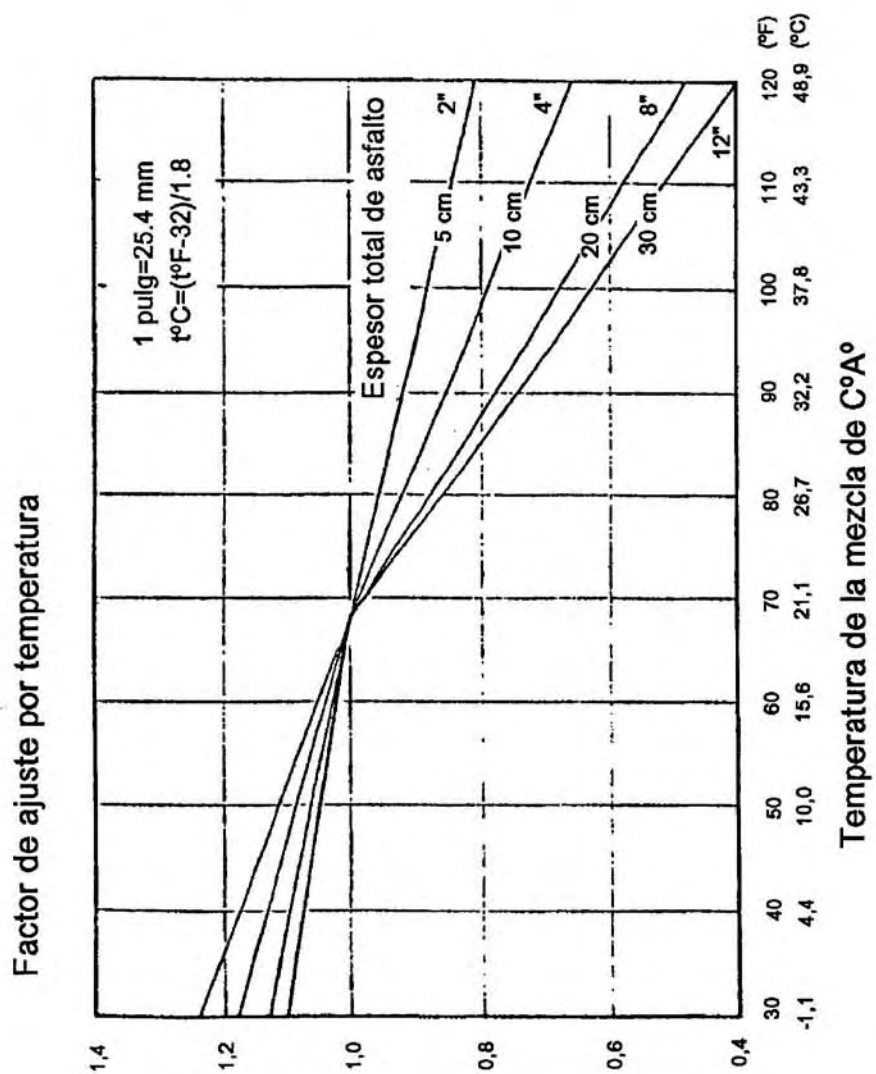


Fig. 11.5. Ajuste para  $d_o$  por temperatura para pavimento con base tratada con cemento y/o puzolanas

### 11.5.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales

a) Módulo resiliente de la subrasante. Este valor puede determinarse también a partir de ensayos de laboratorio (AASHTO T294-92I) con una tensión desviante de 6 psi (41 kPa o 0,42 Kg/cm<sup>2</sup>) para equiparlo con la tensión desviante usada para determinar el  $M_R=21$  MPa (3000 psi) del AASHTO Road Test.

Alternativamente, otros ensayos como el valor R, el CBR, ensayos de clasificación de suelos permiten, mediante correlaciones, determinar el valor de  $M_R$ .

b) El examen visual de probetas de concreto asfáltico permitirá conocer distintos grados de alteración.

c) Idem con respecto a muestras de base y sub base.

d) Se pueden medir los espesores de todas las capas.

### 11.5.6. Paso 6. Determinación del número estructural requerido para el tránsito futuro

1) El módulo resiliente efectivo de la subrasante puede determinarse por alguno de estos métodos.

a) Ensayos de laboratorio (Paso 5).

b) Cálculo a partir de medidas de deflexiones.

c) Estimación a partir de información disponible sobre suelos y relaciones desarrolladas a partir de estudios del módulo resiliente.

Hay que tener en cuenta las variaciones estacionales de  $M_R$ , si éstas tienen lugar. No hay que olvidarse de usar el factor de corrección C ( $C=0,33$ ) cuando se usan medidas de deflexiones.

2) Pérdida de serviciabilidad de diseño. Será la serviciabilidad inmediatamente después de colocado el refuerzo,  $P_1$ , menos la serviciabilidad  $P_2$  en el momento de la nueva rehabilitación.

$$\Delta PSI = P_1 - P_2 \quad (11.16)$$

3) Confiabilidad R del refuerzo.

4) Desvío standard  $S_0$  para el pavimento flexible.

Con estos datos y el ábaco o la ecuación de diseño se puede determinar  $SN_f$ .

### 11.5.7. Paso 7. Determinación del número estructural efectivo $SN_{ef}$ del pavimento existente

Hay tres métodos para determinar  $SN_{ef}$ :

*Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de concreto asfáltico*

- NDT
- Observación visual y ensayo de materiales
- Vida remanente.

Es conveniente usar los tres métodos para evaluar el pavimento, y luego seleccionar el valor de  $SN_{ef}$  basado en los resultados, haciendo uso del criterio ingenieril y de la experiencia.

En el caso de usar el método NDT se supone que la capacidad estructural del pavimento es una función de su espesor y rigidez totales. La relación entre  $SN_{ef}$  y  $E_p$  es:

$$SN_{ef}=0,0045 D (E_p)^{1/3} \quad (11.17.a)$$

donde:

$SN_{ef}$ =número estructural efectivo (pulg)

$D$ =espesor total del paquete estructural (pulg)

$E_p$ =módulo efectivo de todo el paquete (psi)

o, en unidades métricas:

$$SN_{ef}=0,0024 D (E_p)^{1/3} \quad (11.17.b)$$

donde:

$SN_{ef}$ =número estructural efectivo (mm)

$D$ =espesor total del paquete estructural (mm)

$E_p$ =módulo efectivo de todo el paquete (kPa)

$E_p$  se determina a través de deflexiones como ya se ha explicado.

La fig. 11.6 muestra la relación expresada por la fórmula (11.17.a) y (11.17.b)

En el caso de usar el método de observación visual y ensayo de materiales, se debe analizar la ecuación del número estructural:

$$SN_{ef}=a_1D_1+a_2D_2m_2+a_3D_3m_3 \quad (11.18)$$

$m_2$  y  $m_3$  se determinan de acuerdo a las condiciones de drenaje.

Los valores de  $a_1$ ,  $a_2$  y  $a_3$  serán menores que los que se consideran en un diseño nuevo debido al deterioro que presentan las capas. En la tabla 11.1 se da una sugerencia de los valores a adoptar para cada capa en función de su grado de deterioro.

En el caso de usar el método de la vida remanente se tiene:

$$\text{Vida remanente (\%)} \quad RL=100(1 - N_p/N_{1,5}) \quad (11.19)$$

$N_{1,5}$  se estima con la ecuación de diseño o con el ábaco de diseño, determinando el número de ESALs que producen una serviciabilidad final de 1,5 (rotura del pavimento). En este caso se debe usar una confiabilidad  $R=50\%$ .

El  $SN_{ef}$  se determina con la ecuación:

$$SN_{ef} = CF SN_0 \quad (11.20)$$

CF se obtiene de fig. 10.3 en función de RL.

$SN_0$  es el número estructural del pavimento, si éste fuera nuevamente construido.

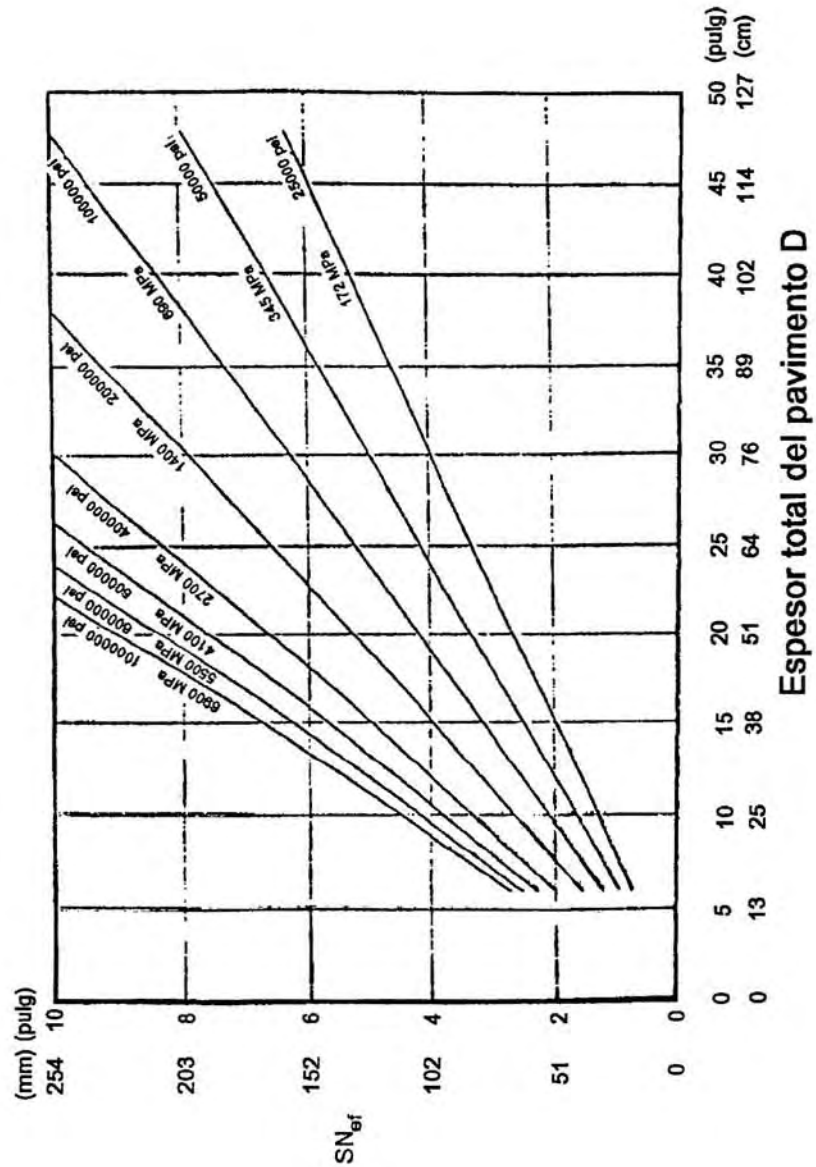


Fig. 11.6.  $SN_{ef}$  en función de  $E_p$  (Método NDT)

Tabla 11.1  
Valores sugeridos del coeficiente estructural para capas de pavimentos deteriorados

Material	Condición de superficie	Coeficiente
Concreto asfáltico	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de baja severidad	0,35-0,40
	<10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <5% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,25-0,35
	>10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <10% de fisuras transversales de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,20-0,30
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de fisuras transversales de alta severidad >10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,14-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de alta severidad.	0,08-0,15
Base estabilizada	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de baja severidad.	0,20-0,35
	<10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <5% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,15-0,25
	>10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,15-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,10-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de alta severidad.	0,08-0,15
Base o sub base granular	Sin evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos.	0,10-0,14
	Alguna evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos.	0,00-0,14



### 11.5.8. Paso 8. Determinación del espesor del refuerzo

Se lo determina con la expresión:

$$D_{ol} = \frac{SN_{ol}}{a_{ol}} = \frac{SN_f}{a_{ol}} - \frac{SN_{ef}}{a_{ol}} \quad (11.21)$$

donde:

$SN_{ol}$ =número estructural requerido para el refuerzo

$a_{ol}$ =coeficiente estructural del refuerzo de concreto asfáltico

$D_{ol}$ =espesor requerido de refuerzo

$SN_f$ =número estructural determinado en el paso 6

$SN_{ef}$ =número estructural efectivo del pavimento existente

### 11.6. Fresado superficial del pavimento existente

Si se fresa el pavimento en forma previa al refuerzo, la profundidad de fresado tiene que estar reflejada en el análisis de  $SN_{ef}$ . No se debe hacer ningún ajuste si el  $SN_{ef}$  se determina por NDT y si la profundidad de fresado no supera el mínimo necesario para remover los ahuellamientos superficiales. Si se fresa una profundidad mayor, se debe reducir el  $SN_{ef}$  determinado por NDT en una cantidad igual a la profundidad fresada multiplicada por el coeficiente estructural de la capa de concreto asfáltico en el estado en que se encuentre.

## CAPITULO 12

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón previamente fracturados**

#### **12.1.Introducción**

En esta sección se estudiará el diseño de refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón que han sido previamente fracturados. Las técnicas de fracturado son: rotura y asentamiento, fisurado y asentamiento y triturado y compactación. A continuación se describirá someramente cada una de estas técnicas:

-Rotura y asentamiento. Consiste en romper un pavimento de hormigón armado con juntas en trozos mayores de 1 pie (30 cm), cuidando de romper también la armadura o por lo menos destruir su adherencia con el hormigón y asentar luego las trozos firmemente en su fundación.

-Fisurado y asentamiento. Consiste en fisurar un pavimento de hormigón simple en trozos de 1 a 3 pies (30 a 90 cm) y asentar luego las trozos firmemente en su fundación.

El asentamiento se hace con varias pasadas de rodillo neumático de 35 a 50 tn de peso.

-Triturado y compactado. Consiste en fracturar completamente cualquier tipo de losa de hormigón (H°S°, H°A° con juntas u H°A° continuo) en trozos menores de 1 pie (30 cm) y compactar el material resultante con dos o más pasadas de un rodillo vibratorio de 10 tn de peso.

Las tareas a realizar para ejecutar un refuerzo de concreto asfáltico sobre un pavimento de hormigón fracturado son:

- 1)Remover y reemplazar áreas que puedan evidenciar poco soporte.
- 2)Hacer mejoras en el drenaje, si fuera necesario.
- 3)Proceder al fracturado y asentado o compactado.
- 4)Construir ensanches, si están previstos.
- 5)Aplicar un riego de liga.
- 6)Colocar el refuerzo de concreto asfáltico, incluyendo dispositivos de control de fisuración si fueran necesarios.

## 12.2.Factibilidad

Los métodos de rotura y asentamiento, fisurado y asentamiento y triturado y compactado se usan para reducir el tamaño de los trozos de hormigón y así minimizar los movimientos verticales que tendrían lugar en las fisuras y juntas existentes, y de esta manera minimizar la ocurrencia y severidad de reflexión de fisuras.

El triturado puede hacerse en todo tipo de pavimento de hormigón, en cualquier condición y es aconsejable su empleo en pavimentos de hormigón armado. Con la rotura del hormigón en trozos menores de 30 cm, éste se transforma en una base granular de gran resistencia. El módulo resiliente puede variar entre 100000 psi (690 MPa) a varios cientos de miles de psi (miles de MPa), con coeficientes de variación de hasta el 40%.

El fisurado y asentamiento se emplea en pavimentos de hormigón simple. Los tamaños de las trozos resultantes varían entre 1 y 3 pies. El módulo resiliente obtenido a partir de ensayos en el terreno puede variar entre unos pocos cientos de miles de psi (miles de MPa) a pocos millones de psi (pocas decenas de miles de MPa) con coeficientes de variación de hasta el 40%. Para evitar problemas de reflexión de fisuras se recomienda que no más del 5% de los trozos resultantes tengan un módulo mayor de  $1 \times 10^6$  psi (6900 MPa).

La rotura y asentamiento se usa sólo con pavimentos de hormigón armado con juntas y deben romperse las armaduras, o al menos destruir su adherencia con el hormigón. Si no se logra ésto, habrá movimientos diferenciales en las juntas de trabajo y en las fisuras y, en consecuencia, reflexión de fisuras. El módulo del material resultante puede variar entre unos pocos cientos de miles de psi (miles de MPa) a varios millones de psi (varias decenas de miles de MPa), con un coeficiente de variación del 40% o más.

Para romper las armaduras o su adherencia con el hormigón, es necesario el uso de potentes equipos. Esto debe ser verificado en el campo con ensayos de deflexión. Se deben lograr coeficientes de variación lo más bajos posibles, lo que indicará que se ha perdido el efecto de losa por el proceso de rotura. De todas maneras, en pavimentos de hormigón armado con juntas se aconseja el uso de triturado y compactado para asegurar la rotura total de la continuidad de la losa.

Las técnicas de fracturado de pavimentos de hormigón están más justificadas en pavimentos muy deteriorados que en los poco deteriorados, dado que es más fácil lograr un buen fracturado en un pavimento muy roto y por otro lado en este tipo de pavimentos será más costoso reparar fisuras antes de colocar el refuerzo.

## 12.3.Reparaciones previas al refuerzo

Las tareas de reparaciones previas en el caso de optar por esta solución no están bien claras. Muchos proyectos previos a 1991 no las tenían en cuenta. Sin embargo es recomendable reparar todo aquello que no brinde un soporte uniforme luego del fracturado.

## 12.4. Control de reflexión de fisuras

En general cuando se usan las técnicas de fracturado del pavimento existente de hormigón no será necesario implementar ningún método de control de fisuras. No obstante, es recomendable un fisurado o triturado uniforme en todo el ancho de la losa y asentar bien la losa fisurada o compactar bien el hormigón triturado.

## 12.5. Drenaje

El triturado de pavimentos de hormigón puede producir finos que pueden taponar los materiales de filtro en drenes de borde. Esto debe ser tenido en cuenta en el diseño de los sistemas de filtro.

## 12.6. Diseño del espesor de refuerzo.

El espesor de refuerzo a colocar es función de la capacidad estructural requerida para el tránsito futuro y la capacidad estructural del pavimento de hormigón fracturado. El espesor se determina con la siguiente ecuación:

$$SN_{ol}=a_{ol} D_{ol}=SN_f - SN_{ef} \quad (12.1)$$

donde:

$SN_{ol}$ =número estructural requerido para el refuerzo

$a_{ol}$ =coeficiente estructural para el refuerzo de concreto asfáltico

$D_{ol}$ =espesor requerido del refuerzo

$SN_f$ =número estructural requerido para soportar el tránsito futuro.

$SN_{ef}$ =número estructural efectivo del pavimento luego del fracturado.

El espesor del refuerzo se determina siguiendo los pasos indicados en los párrafos siguientes.

### 12.6.1. Paso 1. Diseño y construcción del pavimento existente

Vale todo lo dicho en el capítulo 11.

### 12.6.2. Paso 2. Análisis de tránsito

1) Se necesita conocer la cantidad de ESALs previstos durante el período de diseño. Se deben usar LEFs correspondientes a pavimentos flexibles. Si el tránsito futuro fue previsto para un pavimento rígido, el número de ESALs debe ser convertido en un número para pavimentos flexibles dividiendo por 1,5.

### 12.6.3. Paso 3. Observación del estado del pavimento existente

Este paso puede obviarse cuando se usa este tipo de refuerzo. No obstante, debe observarse el estado del pavimento para juzgar si se procede a adoptar este tipo de solución.

### 12.6.4. Paso 4. Ensayos de deflexión

El ensayo de deflexión se usa para la determinación del módulo resiliente de la subrasante para diseño. Las medidas de la deflexión se hacen sobre el pavimento existente previo a la fracturación, en el centro de losas que no estén fracturadas. Debe usarse un aparato que pueda transmitir cargas de por lo menos 40 kN. El punto de medida de la deflexión debe estar aproximadamente a 1,2 m del centro de la carga.

El módulo resiliente responde a la expresión:

$$M_R = \frac{0,24 P}{d_r r} \quad (12.2)$$

El significado de cada uno de estos términos ya ha sido explicado en el capítulo anterior. La distancia mínima de medida es:

$$r > 0,7a_e$$

$$\text{siendo } a_e = \left( a^2 + (D(E_p/M_R)^{1/3})^2 \right)^{1/2} \quad (12.3)$$

Antes de usar el valor de  $M_R$  obtenido hay que corregirlo para hacerlo compatible con el valor usado en la ecuación de diseño de pavimentos flexibles de la AASHTO. Hay que tener en cuenta también las variaciones estacionales.

El módulo efectivo del pavimento  $E_p$  se obtiene conociendo  $M_R$  y  $D$  (espesor total del pavimento, losa más subrasante) mediante la ecuación 12.4:

$$d_0 = 1,5 \text{ p a } \left[ \frac{1}{M_R \left( 1 + (D/a(E_p/M_R)^{1/3})^2 \right)^{1/2}} + \frac{1 - \frac{1}{\left( 1 + (D/a)^2 \right)^{1/2}}}{E_p} \right] \quad (12.4)$$

Con esta misma expresión se puede determinar  $E_p$  luego de la fracturación.

### 12.6.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales

- a) En cuanto al módulo resiliente de subrasante vale lo dicho en el capítulo anterior.
- b) El examen visual de probetas de material de sub base permitirá conocer distintos grados de alteración y contaminación por finos.

#### 12.6.6. Paso 6. Determinación del número estructural requerido para el tránsito futuro

1) En cuanto al módulo resiliente efectivo de la subrasante vale lo dicho en el capítulo anterior, salvo en lo que concierne al factor C de corrección, que de un valor 0,33 para pavimentos asfálticos baja a  $C=0,25$  para pavimentos de hormigón, debido a que las tensiones en la subrasante para una carga aplicada sobre la losa son menores.

Si hay estratos muy duros (por ejemplo roca) a menos de 4,5 m de profundidad, debe usarse un C todavía menor.

Las otras variables que intervienen son:

- 2) Pérdida de serviciabilidad de diseño.
- 3) Confiabilidad R de diseño.
- 4) Desvío standard  $S_0$  para pavimentos flexibles.

Con estos datos y el ábaco o la ecuación de diseño se puede determinar  $SN_r$ .

#### 12.6.7. Paso 7. Determinación del número estructural efectivo $SN_{ef}$ del pavimento existente

$SN_{ef}$  se determina con la ecuación del número estructural:

$$SN_{ef} = a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (12.5)$$

donde:

$D_2$  = espesor de la losa fracturada

$D_3$  = espesor de la sub base

$a_2, a_3$  = coeficientes estructurales para losa fracturada y sub base

$m_2, m_3$  = ídem para coeficientes de drenaje

Para los coeficientes  $a_2$  se recomienda usar la tabla 12.1.

Tabla 12.1  
Valores sugeridos para coeficientes estructurales para losas fracturadas

Material	Estado de la losa	Coeficiente
H°A° c/juntas Rotura y asentamiento	Trozos mayores de 0,30 m (1') con armadura rota o por lo menos sin adherencia con el hormigón	0,20-0,35
H°S° Fisurado y asentamiento	Trozos entre 0,3 y 1,0 m (1 a 3')	0,20-0,35
Triturado y compactado (válido para los tres tipos de pavimentos de hormigón)	Losa completamente fracturada con trozos menores de 0,30 m (1')	0,14-0,30
Base o sub base granular o estabilizada	Sin evidencia de degradación o intrusión de finos	0,10-0,14
	Alguna evidencia de degradación o intrusión de finos	0,00-0,14



Para  $m_2$  se recomienda un valor igual a 1,0 debido a la falta de información de las características de drenaje de una losa fracturada de hormigón.

#### 12.6.8. Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = \frac{SN_{ol}}{a_{ol}} = \frac{SN_f}{a_{ol}} - \frac{SN_{ef}}{a_{ol}} \quad (12.6)$$

## **CAPITULO 13**

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón**

#### **13.1.Introducción**

La construcción de un refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón (H°S°, H°A° con juntas u H°A° continuo) implica la realización de estas tareas:

- 1)Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento de las condiciones de drenaje (si fuera necesario).
- 2)Ensanche, si fuera necesario.
- 3)Aplicación del riego de liga.
- 4)Colocación del refuerzo de concreto asfáltico, incluyendo un tratamiento de control de reflexión de fisuras, si fuera necesario.

#### **13.2.Factibilidad**

Este tipo de solución es factible de ser realizada, excepto en los casos en que el pavimento existente esté tan deteriorado que sea aconsejable su remoción y reemplazo. Los casos en que el refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón no es factible son:

- 1)El monto de fisuración en losas y descascaramiento en juntas es tan grande que es aconsejable la remoción total del pavimento existente.
- 2)Deterioros serios en las losas de hormigón debidos a problemas de durabilidad.
- 3)En pasos a bajo nivel cuando las condiciones de gálibo no permiten colocar el refuerzo.

#### **13.3.Tareas de reparación previas**

Los siguientes tipos de fallas en hormigón simple, hormigón armado con juntas y hormigón armado continuo deben ser reparadas previamente. En la tabla 13.1 se indica el tipo de reparación a realizar según el tipo de falla:

Tabla 13.1

Tipo de falla	Reparación
Fisuras de trabajo	Reparación en todo el espesor o reemplazo de losa
Punzonados	Reparación en todo el espesor
Juntas descascaradas	Reparación total o parcial en el espesor
Reparaciones deterioradas	Reparación en todo el espesor
Bombeo y movimiento diferencial	Drenes de borde
Asentamientos/hinchamientos	Capa de C°A° para nivelar, gateado de losa o reconstrucción localizada

Cuando se habla de reparaciones en todo el espesor del hormigón o reemplazo de losas de hormigón simple o armado con juntas, éstas deben ser de hormigón, con pasadores o barras de unión a los efectos de asegurar una buena transferencia de cargas a través de la junta reparada. En algunos casos se han hecho reparaciones en todo el espesor en concreto asfáltico en lugar de hormigón. Esto no ha dado buenos resultados puesto que aparecen manchas en el refuerzo, apertura de juntas y fisuras y rápido deterioro en las inmediaciones del parche de concreto asfáltico.

En el caso de pavimentos de hormigón armado continuo, las reparaciones en todo el espesor del mismo deben ser tales de asegurar una buena continuidad en la armadura mediante la soldadura o empalme con la armadura existente. No deben hacerse reparaciones de concreto asfáltico previo a la colocación del refuerzo.

La instalación de drenes de borde, mantenimiento de drenes existentes o tareas de mejoramiento de las condiciones de drenaje deben ser hechas antes de la colocación del refuerzo.

Las juntas de alivio de tensiones deben ser ubicadas solamente en correspondencia con estructuras fijas y no en intervalos regulares a lo largo del pavimento. La única excepción es cuando una reacción álcali-agregado produce expansión de la losa.

#### 13.4. Control de reflexión de fisuras

La reflexión de fisuras tiene lugar debido a una concentración de deformaciones en el refuerzo por el movimiento en las inmediaciones de fisuras y juntas en el pavimento existente. Este movimiento puede ser de flexión o de corte inducido por cargas o contracción horizontal debido a cambios de temperatura. Los movimientos inducidos por cargas están influenciados por el espesor del refuerzo y el espesor y rigidez del pavimento existente. Los movimientos inducidos por temperatura están influenciados por variaciones térmicas diarias y estacionales, por el coeficiente de expansión térmica del pavimento existente y por el espaciamiento entre juntas y fisuras.

En el caso de un refuerzo de concreto asfáltico sobre hormigón simple u hormigón armado con juntas, la reflexión de fisuras se desarrolla bastante rápido (en menos de un año). La rapidez del desarrollo depende de los factores ya citados y del nivel de tránsito. Las medidas para controlar la reflexión de fisuras son:

- 1) Aserrado y sellado de juntas en el refuerzo de concreto asfáltico en correspondencia con las juntas del pavimento de hormigón subyacente. Esta técnica ha sido muy exitosa cuando se aplica a refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón cuando la cuchilla encuentra la junta o la fisura con un margen de 1 pulg (25 mm).
- 2) Incremento del espesor del refuerzo. En este caso la reflexión tardará más tiempo en desarrollarse.
- 3) Colocación de un estabilizado granular bituminoso previo a la colocación del refuerzo.
- 4) Colocación de una membrana sintética previo a la colocación del refuerzo. Esta solución es cuestionable.
- 5) Triturado y compactación del pavimento existente de hormigón. Sobre esta solución ya se ha hablado en el capítulo 12.
- 6) Fisurado y asentamiento de pavimento de hormigón simple, o rotura y asentamiento del pavimento de hormigón armado con juntas. Sobre esta solución ya se ha hablado en el capítulo 12.

La fisura reflejada en el refuerzo no sólo disminuye la serviciabilidad del mismo, sino que es una vía de entrada de agua a la estructura del pavimento. Esto provocará pérdida de adherencia entre el refuerzo y el pavimento existente, estriado con peladuras y desprendimientos en el pavimento de concreto asfáltico y aumento de fisuras de durabilidad o problemas con áridos reactivos en el hormigón. Es por esta razón que la junta o fisura reflejada debe ser sellada lo más pronto posible y resellarse toda vez que ocurra en la vida útil del pavimento.

### 13.5. Diseño de espesores

Si el refuerzo se coloca a los efectos de satisfacer condiciones funcionales de la calzada, bastará colocar un espesor mínimo. Si en cambio, el refuerzo es colocado para mejorar las condiciones estructurales del pavimento, el espesor requerido es una función de la capacidad estructural necesaria para satisfacer las futuras necesidades del tránsito. La ecuación de diseño del espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = A (D_f - D_{ef}) \quad (13.1)$$

donde:

$D_{ol}$  = espesor de refuerzo

$A$  = factor que convierte la deficiencia en espesor del pavimento de hormigón en un espesor de refuerzo de concreto asfáltico.

$D_f$  = espesor de losa necesario para soportar el tránsito futuro.

$D_{ef}$ =espesor efectivo de la losa existente.

Si se trabaja en pulgadas, A responde a esta ecuación:

$$A=2,2233+0,0099(D_f-D_{ef})^2-0,1534(D_f-D_{ef}) \quad (13.2.a)$$

Si se trabaja en mm, A responde a esta ecuación:

$$A=2,2233+1,53 \times 10^{-5}(D_f-D_{ef})^2-6,04 \times 10^{-3}(D_f-D_{ef}) \quad (13.2.b)$$

$D_f-D_{ef}$ =deficiencia en espesor del pavimento de hormigón.

En la fig. 13.1 se encuentra graficada la expresión 13.2.

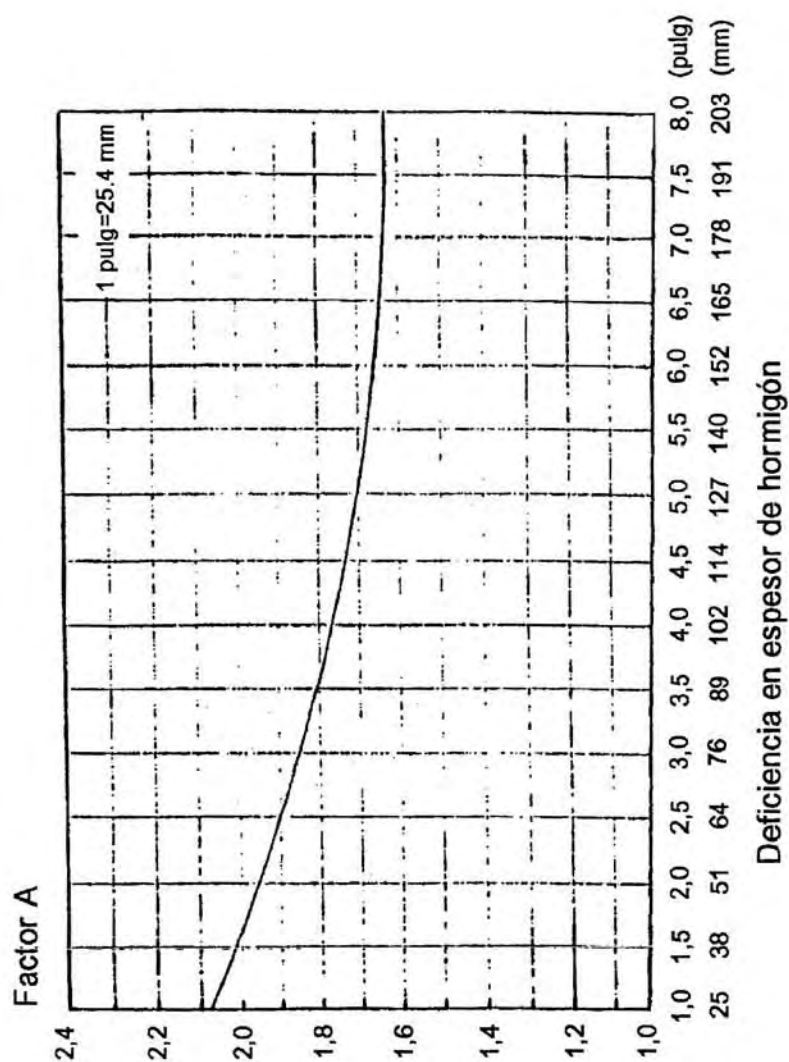


Fig. 13.1. Factor A para convertir deficiencia en espesor de hormigón en espesor de refuerzo de concreto asfáltico

El espesor de los refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón puede variar entre 50 mm (2 pulg) a 250 mm (10 pulg).

Para determinar el espesor de refuerzo se deben seguir los pasos que se indican en los apartados siguientes. Los pasos 4 y 5 pueden obviarse si no se hacen ensayos in situ y en laboratorio.

#### **13.5.1. Paso 1. Diseño del pavimento existente**

Es necesario conocer:

- 1) Espesor de losa existente.
- 2) Tipo de transferencia de carga (dispositivos mecánicos, trabazón entre agregados, hormigón armado continuo).
- 3) Tipo de banquina (vinculada de hormigón, otro tipo).

#### **13.5.2. Paso 2. Análisis de tránsito**

Es necesario conocer:

- 1) Ejes tipo (ESALs) acumulados en la trocha de diseño ( $N_p$ ), si se desea determinar  $D_{ef}$  por el método de la vida remanente.
- 2) ESALs futuros en la trocha de diseño durante el período de diseño ( $N_p$ ).

En ambos casos se deben usar los LEFs para pavimentos rígidos.

#### **13.5.3. Paso 3. Observación del estado del pavimento existente**

Deberán medirse los tipos de fallas que se indican a continuación. Es conveniente hacer toma de muestras para cuantificar mejor.

Fallas para pavimentos de hormigón simple o armado con juntas:

- 1) Número de juntas transversales deterioradas por milla (1,6 Km) o Km.
- 2) Número de fisuras transversales deterioradas por milla o Km.
- 3) Número de parches de concreto asfáltico en todo el espesor, excepcionalmente juntas anchas (mayores de 1 pulg o 25 mm) y juntas de expansión por milla o Km (excepto las correspondientes a puentes).
- 4) Presencia y severidad de problemas de durabilidad del hormigón:
  - a) Fisuras de durabilidad: baja severidad (fisuras solamente), severidad media (algo de descascaramiento), alta severidad (descascaramiento severo).
  - b) Fisuras por áridos reactivos: baja, media y alta severidad.
- 5) Evidencia de movimientos verticales entre losas, bombeo de finos o agua en juntas, fisuras y bordes de pavimento.



Fallas para pavimentos de hormigón armado continuo.

- 1) Número de punzonados por milla o Km.
- 2) Número de fisuras transversales deterioradas, por milla o Km.
- 3) Número de parches de concreto asfáltico en todo el espesor, excepcionalmente juntas anchas (mayores de 1 pulgada o 25 mm) y juntas de expansión (excepto en puentes), por milla o Km.
- 4) Número de reparaciones existentes y nuevas previas al refuerzo, por milla o Km.
- 5) Presencia y severidad de problemas de durabilidad. Idem caso anterior
- 6) Evidencia de bombeo de finos o agua.

#### 13.5.4. Paso 4. Ensayos de deflexión

Es muy conveniente medir los cuencos de deflexión que se producen cuando se carga la losa con un dispositivo NDT. Las zonas a analizar están separadas entre 30 y 300 m (100-1000 pies). Las deflexiones se miden con sensores ubicados a 0, 12, 24 y 36 pulg (0, 30, 60 y 90 cm) del centro del plato de carga. En base al área del cuenco de deflexiones se puede calcular el valor k y el módulo elástico de la losa.

El área del cuenco responde a la fórmula 13.3 y varía entre 29 y 32 para un hormigón sano.

$$AREA = 6 \left[ 1 + \frac{2d_{12}}{d_0} + \frac{2d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right] \quad (13.3)$$

donde:

$d_0$  = deflexión en el centro del plato de carga (pulg o mm)

$d_i$  = deflexiones a 12, 24 y 36 pulg del centro (pulg o mm)

1) El valor efectivo dinámico k se obtiene a partir de la fig. 13.2 entrando con  $d_0$  y AREA si la placa de carga tiene un radio de 5,9 pulg y la carga es de 40 kN.

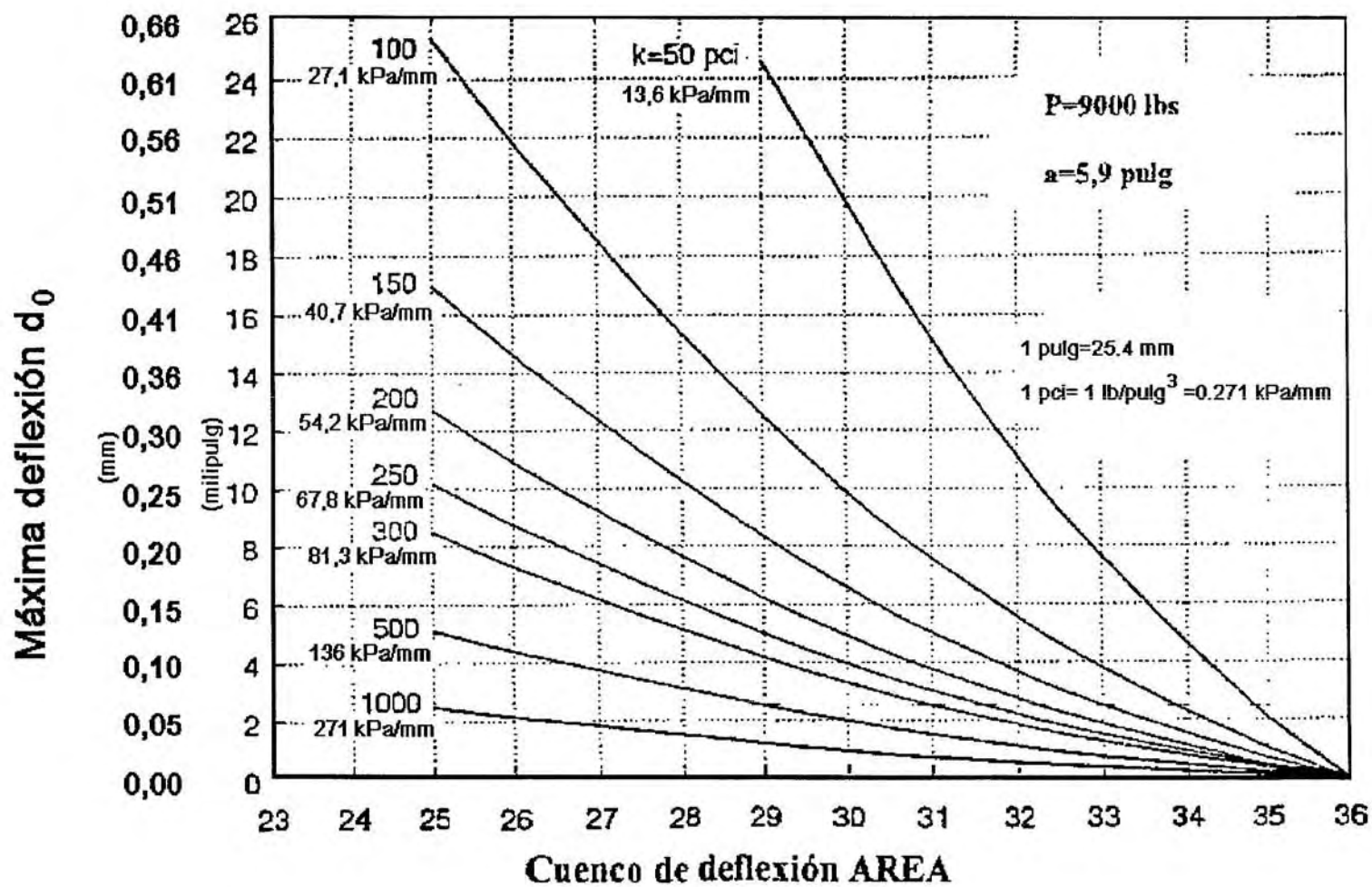
2) Una vez obtenido el valor de k dinámico hay que transformarlo en un k estático. Esto se hace dividiendo el valor de k dinámico por 2.

$$k_{\text{estático}} = k_{\text{dinámico}} / 2 \quad (13.4)$$

Este valor  $k_{\text{estático}}$  debe ser ajustado por efectos estacionales.

3) Para obtener el módulo elástico de la losa de hormigón se entra en fig. 13.3 con AREA, se levanta una vertical hasta la curva del valor dinámico de k y luego se sigue con una horizontal hasta el eje de ordenadas para determinar  $ED^3$ . Conociendo el espesor D de la losa, se puede conocer el módulo elástico E. Los valores típicos de E varían entre 3 a  $8 \times 10^6$  psi (21000 a 56000 MPa).

Fig. 13.2. Valor efectivo dinámico de  $k$  en función de  $d_0$  y AREA



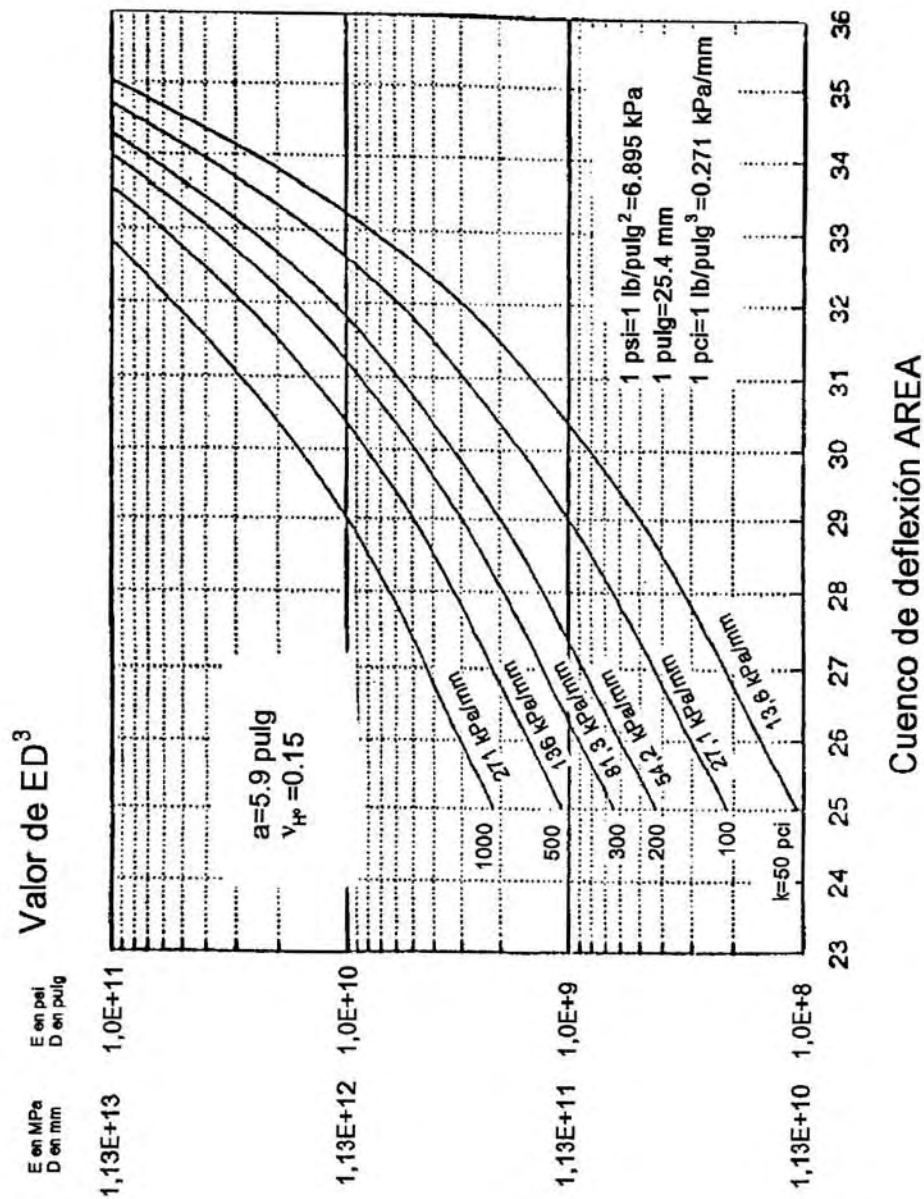


Fig. 13.3 . Módulo elástico del hormigón en función de k y AREA

Si el valor de E obtenido está fuera de este rango, puede haber un error en el espesor, o bien se midió el cuenco de deflexión sobre una fisura, o el hormigón se encuentra muy deteriorado.

4)Transferencia de cargas. Este tipo de medidas se hace para pavimentos de hormigón simple o de hormigón armado con juntas. La transferencia de cargas no debe medirse cuando la temperatura ambiente sea mayor de 27°C. Para determinarla se ubica la placa de carga con uno de sus bordes tocando la junta. Se mide la deflexión en el centro de la carga y a 12 pulg (30 cm) del centro. El porcentaje de transferencia de cargas por deflexión es:

$$\Delta LT = 100 \frac{(\Delta u_l)}{\Delta l} B \quad (\text{en } \%) \quad (13.5)$$

donde:

$\Delta u_l$ =deflexión del lado no cargado (pulg o mm)

$\Delta l$ =deflexión del lado cargado (pulg o mm)

B=factor correctivo por flexión de losa

Se aplica el factor correctivo B porque las deflexiones  $d_0$  y  $d_{12}$  no serían las mismas que se medirían en el centro de la losa. B puede determinarse así:

$$B = \frac{d_{\text{centro losa}}}{d_{12} \text{ centro losa}} \quad (13.6)$$

B varía entre 1,05 y 1,15.

En base al porcentaje de transferencia de cargas puede determinarse el coeficiente de transferencia de cargas (Tabla 13.2).

Tabla 13.2

Porcentaje de transferencia de cargas	Coeficiente J
>70	3.2
50-70	3.5
<50	4.0

Para pavimentos de hormigón armado continuo, J varía entre 2,2 y 2,6.

### 13.5.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales

1)Para la determinación del módulo de rotura  $S_c'$  del hormigón se deben cortar muestras de 6" de diámetro del centro de la losa y hacer un ensayo de tracción indirecta. El módulo de rotura es:

$$S_c' = 210 + 1,02 IT \quad (13.7.a)$$

siendo:

$S_c'$ =módulo de rotura, psi

IT=tracción indirecta medida en las probetas, psi

En unidades métricas:

$$S_c' = 1450 + 1,02 \text{ IT} \quad (13.7.b)$$

siendo:

$S_c'$  = módulo de rotura, kPa

IT = tracción indirecta medida en las probetas, kPa

### 13.5.6. Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro $D_f$

Los datos para determinar  $D_f$  son función del pavimento existente y de las propiedades de la fundación. Es necesario recalcar que las propiedades del pavimento existente de hormigón (módulo elástico, módulo de rotura y transferencia de cargas) van a controlar el comportamiento del refuerzo de concreto asfáltico. Es por ello que se debe conocer:

1) Valor estático efectivo  $k$  debajo del pavimento existente de hormigón. Este se puede determinar por alguno de estos métodos:

a) Cálculo del  $k$  efectivo dinámico a partir de medidas de cuencos de deflexión. Dividiendo el valor obtenido por 2 se obtiene el  $k$  efectivo estático. Cuando sea necesario, este valor  $k$  efectivo debe ser corregido por efectos estacionales.

b) Determinación del valor  $k$  luego de la remoción de la losa en determinados sitios. Esta alternativa es muy costosa e insume mucho tiempo, por lo que se la usa muy poco.

c) Estimación a partir de datos de suelos, tipo de base y espesores, usando los gráficos de capítulo 4, apartado 4.3.6.6. Esta alternativa es simple, pero el valor  $k$  obtenido puede ser algo burdo y debería, además, ajustarse por variaciones estacionales.

2) Pérdida de serviciabilidad de diseño. Es la diferencia entre la serviciabilidad inmediatamente después del refuerzo y la serviciabilidad en el momento de la próxima rehabilitación.

3) Factor de transferencia de cargas  $J$  (Ver paso 4, apartado 13.5.4)

4) Módulo de rotura del pavimento existente de hormigón. Este puede ser determinado por alguno de los siguientes métodos:

a) Estimación a través de la resistencia a la tracción indirecta (Ver paso 5, apartado 13.5.5).

b) Estimación a través del módulo elástico del pavimento existente:

$$S_c' = 43,5(E/10^6) + 488,5 \quad (13.8.a)$$

donde:

$E$  = módulo elástico del hormigón (psi)

En unidades métricas:

$$S_c' = 43,5(E/10^6) + 3370 \quad (13.8.b)$$

donde:

$E$  = módulo elástico del hormigón (kPa)

5) Módulo elástico del pavimento de hormigón existente. Para ello pueden usarse alguno de estos métodos:

a) Cálculo a partir de medidas de deflexiones (Paso 4)

b) Estimación a partir de la resistencia a la tracción indirecta.

6) Pérdida de soporte de la losa existente. Las juntas de esquina que pueden tener una pérdida importante de soporte pueden ser identificadas mediante ensayos FWD. Las pérdidas de soporte en pavimentos de hormigón armado continuo pueden ser determinadas graficando la deflexión del borde de la losa o de la zona usada por las ruedas de los vehículos e identificando puntos con deflexiones excesivas. Toda falta de soporte debe ser corregida con estabilización de la losa. Para el diseño del espesor del refuerzo se debe considerar  $LS=1$ .

7) Confiabilidad de diseño del refuerzo  $R$ .

8) Desvío standard  $S_0$  para pavimento rígido.

9) Condiciones de drenaje. El bombeo o movimientos diferenciales verticales en juntas o fisuras son indicios de que hay problemas de drenaje. Se deben considerar condiciones pobres de drenaje, o sea  $C_d=1,0$ .

### 13.5.7. Paso 7. Determinación del espesor efectivo de losa del pavimento existente $D_{ef}$

Hay dos métodos para encarar el cálculo de  $D_{ef}$ :

1) Observación del estado del pavimento existente

El espesor efectivo de la losa existente es:

$$D_{ef} = F_{jc} F_{dur} F_{fat} D \quad (13.9)$$

siendo:

$D$  = espesor de la losa existente de hormigón

Los factores  $F$  son factores de ajuste.

a) Factor de ajuste por juntas y fisuras  $F_{jc}$ . Este factor hace un ajuste por una pérdida extra de serviciabilidad causada por fisuras reflejadas y deterioradas en el refuerzo que son el resultado de juntas o fisuras no reparadas y otros tipos de discontinuidades en el pavimento existente previo al refuerzo. Una junta deteriorada o una fisura se reflejarán rápidamente en el refuerzo con la consecuente pérdida de serviciabilidad. Es por eso que se recomienda que todas las juntas deterioradas, fisuras y cualquier otro tipo de discontinuidades en la losa existente sean reparadas en todo su espesor con hormigón vinculado (pasadores y barras de unión) al pavimento existente.

Si no es posible reparar todas las áreas deterioradas, con la siguiente información se puede determinar  $F_{jc}$ :

Pavimentos con ausencia de fisuras de durabilidad y ausencia de problemas de reacción álcali-agregado.

-Número de juntas deterioradas no reparadas por milla o Km.



- Número de fisuras deterioradas no reparadas por milla o Km.
- Número de punzonados no reparados por milla o Km.
- Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>2,5 mm) y parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla o Km.

En función del número de juntas deterioradas no reparadas, fisuras, baches, etc, se determina el  $F_{jc}$  mediante el gráfico de fig. 13.4.

b)Factor de ajuste por durabilidad. Este factor tiene en cuenta la pérdida de serviciabilidad que puede tener el pavimento existente cuando hay fisuras de durabilidad o fallas debidas a reacción álcali-agregado. Los valores a adoptar para  $F_{dur}$  son:

$F_{dur}=1,00$	No hay problemas de durabilidad.
$F_{dur}=0,96-0,99$	Hay fisuras de durabilidad, pero sin descascaramiento
$F_{dur}=0,88-0,95$	Fisuras importantes y algo de descascaramiento
$F_{dur}=0,80-0,88$	Gran extensión de fisuras y descascaramiento severo

c)Factor de ajuste por fatiga. Este factor considera un ajuste por daños de fatiga que pueden existir en la losa. Se lo determina observando la extensión de fisuras transversales (en pavimentos de H°S° u H°A° con juntas) o punzonados (H°A° continuo) que pueden haber sido causados por repetición de cargas. Como guía se dan estos valores:

$F_{fat}$ 0,97-1,00	Pocas juntas transversales/punzonados (ninguna causada por problemas de durabilidad) H°S°: < 5% de losas fisuradas H°A° con juntas: <25% de fisuras de trabajo, por milla H°A° con juntas: <15% de fisuras de trabajo, por Km H°A° continuo: <4% de punzonados, por milla H°A° continuo: <2,5% de punzonados, por Km
0,94-0,96	Hay un número significativo de juntas transversales/punzonados (ninguna causada por problemas de durabilidad) H°S°: 5-15% de losas fisuradas H°A° con juntas: 25-75% de fisuras de trabajo, por milla H°A° con juntas: 15-45% de fisuras de trabajo, por Km H°A° continuo: 4-12% de punzonados, por milla H°A° continuo: 2,5-7,5% de punzonados, por Km
0,90-0,93	Muchas fisuras transversales/punzonados (ninguna causada por problemas de durabilidad) H°S°: >15% de losas fisuradas H°A° con juntas: >75% de fisuras de trabajo, por milla H°A° con juntas: >45% de fisuras de trabajo, por Km H°A° continuo: >12% de punzonados, por milla H°A° continuo: >7,5% de punzonados, por Km

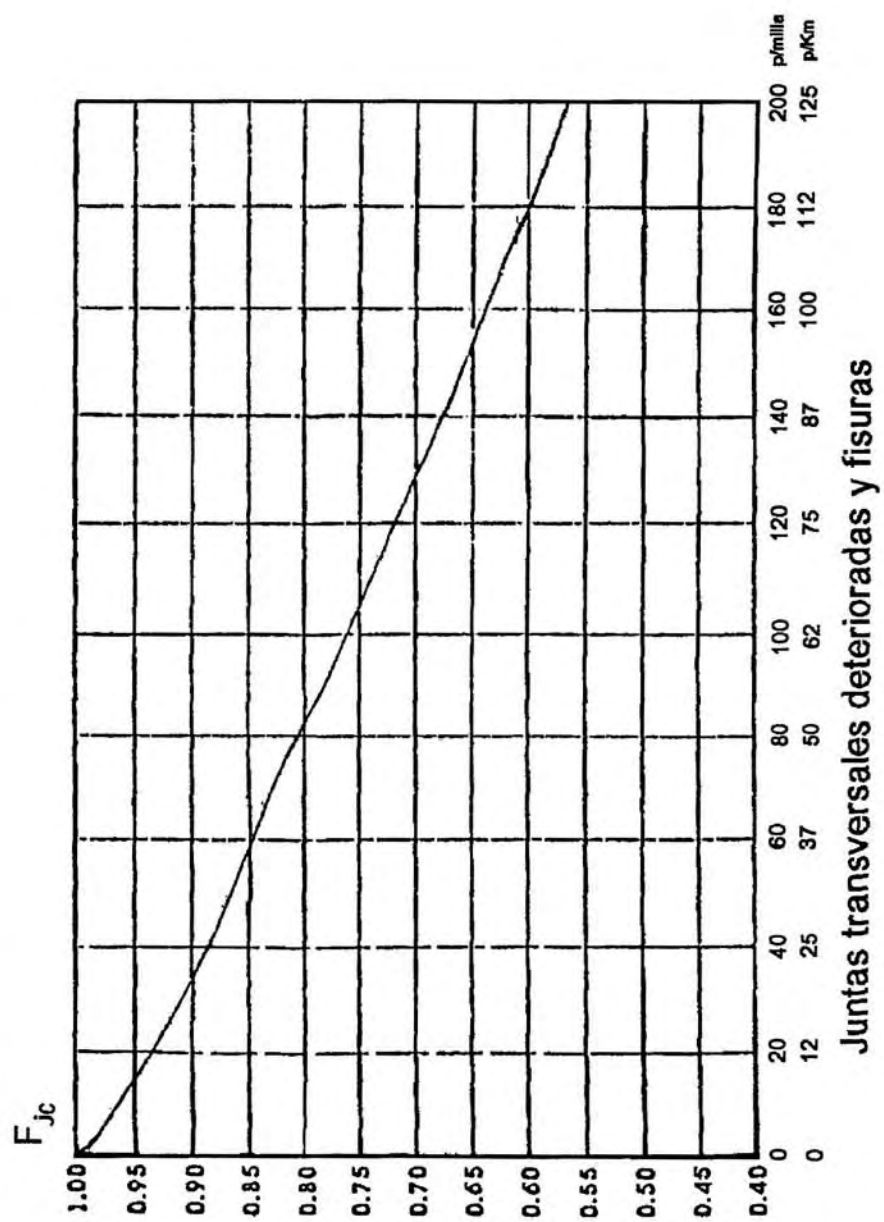


Fig. 13.4. Factor de ajuste por juntas y fisuras

2)A partir de la vida remanente

La vida remanente del pavimento responde a esta ecuación:

$$RL=100[1-N_p/N_{1,5}] \quad (13.10)$$

$N_p$ =número de ESALs hasta la fecha

$N_{1,5}$ =Número de ESALs para llevar el pavimento a la rotura

$N_{1,5}$  se puede obtener a partir de la ecuación de diseño o mediante ábacos, suponiendo una serviciabilidad final  $p_t=1,5$  y una confiabilidad  $R=50\%$ .

$D_{ef}$  se determina con la ecuación:

$$D_{ef}=CF D \quad (13.11)$$

CF es el factor de condición, función de RL.

#### **13.5.8. Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo**

Se emplea esta ecuación:

$$D_{ol}=A (D_f - D_{ef}) \quad (13.12)$$

donde A es el factor que convierte una deficiencia en espesor de hormigón en espesor de refuerzo de concreto asfáltico y responde a la expresión (13.2.a) en unidades inglesas o a (13.2.b) en unidades métricas.

## **CAPITULO 14**

### **Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con refuerzo de concreto asfáltico**

#### **14.1.Introducción**

La construcción de un refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón simple, hormigón armado con juntas u hormigón armado continuo que previamente tenían un refuerzo de concreto asfáltico implica la realización de estas tareas:

- 1) Reparación de áreas deterioradas y mejoras de las condiciones de drenaje.
- 2) Fresado de una porción de la superficie de concreto asfáltico.
- 3) Ensanche si fuera necesario.
- 4) Aplicación de riego de liga.
- 5) Colocación del refuerzo de concreto asfáltico, incluyendo control de reflexión de fisuras, si fuera necesario.

#### **14.2.Factibilidad**

Este tipo de refuerzo es factible realizarlo, excepto cuando:

- 1) La cantidad de fisuras y descascaramiento de juntas en la losa es tan grande que conviene reemplazarla totalmente.
- 2) Hay serios deterioros en la losa de hormigón por problemas de durabilidad.
- 3) Disminuiría el gálibo bajo puentes.

Cuando se va a colocar un refuerzo de concreto asfáltico sobre un pavimento de hormigón con un refuerzo de concreto asfáltico ya existente se deben estudiar muy bien las causas de las fallas. Si la losa de hormigón está sana, pero el refuerzo de concreto asfáltico está muy ahuellado o con otro tipo de deterioro, el mismo debe ser completamente reparado o fresado. Si, por el contrario, las fallas presentes en la superficie del refuerzo son reflexiones de deterioros del hormigón subyacente, el pavimento debe ser reparado en todo el espesor (hormigón más concreto asfáltico). De otro modo, las fallas se reflejarán rápidamente a través del nuevo refuerzo. Se recomienda la toma de muestras y ensayos de deflexión para investigar las causas de las fallas presentes.

### 14.3.Tareas previas al refuerzo

Para las siguientes fallas se recomiendan estas tareas:

Tabla 14.1

Tipo de falla	Reparación
Ahuellamiento	Fresado
Reflexión de fisuras	Reparación en todo el espesor o reemplazo de losa
Reparaciones deterioradas	Reparación en todo el espesor
Punzonados (punchouts)	Reparación en todo el espesor
Fallas localizadas en el C°A°	Parches en el C°A°
Fallas localizadas en el H°	Reparación en todo el espesor
Bombeo	Drenes de borde
Asentamientos y/o hinchamientos	Nivelación del concreto asfáltico, gateado de losa o reconstrucción localizada

En pavimentos de C°A° s/H°S° o C°A° s/H°A° c/juntas, la reflexión de fisuras de media o alta severidad es una evidencia de fisuras de trabajo, de juntas deterioradas o de fallas en las reparaciones de la losa de hormigón. Todas ellas deben ser reparadas en todo su espesor. Puede haber reflexión de juntas de baja severidad en correspondencia con juntas regulares o en juntas reparadas previamente en todo su espesor. Si el deterioro no progresa en forma significativa puede bastar sólo un simple sellado.

Es muy conveniente la toma de muestras en zonas de deterioros importantes a los efectos de analizarlas mejor y ver si la fuente de estas fallas está en el concreto asfáltico o en el hormigón.

Cuando se hace una reparación en todo el espesor se debe asegurar que se respeten los espesores preexistentes, tanto de hormigón como de concreto asfáltico. Las reparaciones en juntas deben hacerse con pasadores o barras de unión para asegurar una buena transferencia de cargas. No es aconsejable reemplazar un pavimento de concreto asfáltico sobre hormigón por concreto asfáltico en todo el espesor dado que ésto produciría manchas muy ásperas en el nuevo refuerzo y apertura de juntas y fisuras y un rápido deterioro por reflexión de fisuras en las cercanías de las fisuras.

En el caso de reemplazar una porción de pavimento de hormigón armado continuo se deben emplear armaduras que irán atadas o soldadas a la armadura existente a los efectos de proveer una buena transferencia de cargas y continuidad de losa.

La instalación de drenes de borde o el mantenimiento de drenes existentes de borde debe hacerse previamente a la colocación del refuerzo.

Las juntas de alivio de tensiones deben ser ubicadas solamente en correspondencia con estructuras fijas o en intervalos regulares a lo largo del pavimento. La única excepción es cuando una reacción álcali-agregado produce expansión de la losa.

#### 14.4. Control de reflexión de fisuras

La reflexión de fisuras en estos casos tiene lugar sobre fisuras reflejadas en el primer refuerzo de concreto asfáltico. El mecanismo básico de la reflexión de fisuras es la concentración de deformaciones en el refuerzo debido al movimiento de flexión o corte en las proximidades de juntas y fisuras del pavimento existente. El movimiento puede ser también contracción horizontal por cambios de temperatura. Estos movimientos están influenciados por el espesor y la rigidez de las capas de concreto asfáltico, el espesor de la losa de hormigón, el grado de transferencia de cargas en juntas y fisuras y la falta de soporte de la losa de hormigón. Los movimientos inducidos por la diferencia de temperatura están influenciados por variaciones diarias y estacionales de temperatura, los coeficientes de expansión térmica de las capas de pavimento y el espaciamiento entre juntas y fisuras.

Los tratamientos para evitar la reflexión de fisuras incluyen:

- 1) Colocación de una lámina sintética que sea capaz de absorber tensiones o una capa de un estabilizado granular bituminoso, previamente a la colocación del refuerzo.
- 2) Aserrado y sellado de juntas en el refuerzo de concreto asfáltico en correspondencia con las juntas reflejadas. Esta técnica ha sido muy exitosa cuando se aplicó a refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas cuando la sierra corta la junta o fisura recta dentro de los 25 mm (1 pulg).
- 3) Incremento del espesor del refuerzo. en este caso, la reflexión tarda más en manifestarse.

Por las razones citadas en el capítulo 13, las fisuras reflejadas deben ser selladas lo más pronto posible y resellarse toda vez que tengan lugar durante la vida útil del pavimento.

#### 14.5. Diseño del espesor de refuerzo

Si el refuerzo se coloca a los efectos de satisfacer condiciones funcionales de la calzada, bastará colocar un espesor mínimo. Si, en cambio, el refuerzo es colocado para mejorar las condiciones estructurales del pavimento, el espesor requerido es una función de la capacidad estructural necesaria para satisfacer las futuras necesidades del tránsito. La ecuación de diseño del espesor de refuerzo es:

$$D_{ol}=A (D_f - D_{ef}) \quad (14.1)$$

donde:

$D_{ol}$ =espesor del refuerzo

$A$ =factor que convierte la deficiencia en espesor del pavimento de hormigón en un espesor de refuerzo de concreto asfáltico.

$D_f$ =espesor de losa necesario para soportar el tránsito futuro.

$D_{ef}$ =espesor efectivo equivalente de losa de hormigón del pavimento existente de concreto asfáltico y hormigón.



A es función de la deficiencia de espesor del pavimento de hormigón:

En unidades inglesas:

$$A=2,2233+0,0099(D_f-D_{ef})^2-0,1534(D_f-D_{ef}) \quad (14.2.a)$$

En unidades métricas:

$$A=2,2233+1,53 \times 10^{-5}(D_f-D_{ef})^2-6,04 \times 10^{-3}(D_f-D_{ef}) \quad (14.2.b)$$

Para determinar el espesor del refuerzo deben seguirse los pasos que se indican en los apartados siguientes:

#### **14.5.1. Paso 1. Diseño del pavimento existente**

Se debe conocer lo siguiente:

- 1)Espesor de capa de concreto asfáltico existente
- 2)Espesor de losa de hormigón existente
- 3)Tipo de transferencia de carga
- 4)Tipo de banquina

#### **14.5.2. Paso 2. Análisis de tránsito**

Se deben conocer el número de ESALs futuros en la trocha de diseño durante el período de diseño ( $N_p$ ). Deben usarse los LEFs para pavimentos rígidos.

#### **14.5.3. Paso 3. Observación del estado del pavimento existente**

Deberán medirse los tipos de falla que se indican a continuación. Es conveniente hacer toma de muestras para cuantificar mejor.

- 1)Fallas para concreto asfáltico sobre hormigón simple o sobre hormigón armado con juntas:
  - a)Número de fisuras reflejadas deterioradas por milla o Km.
  - b)Número de parches de concreto asfáltico en todo el espesor y de juntas de expansión por milla o Km (excepto en puentes).
  - c)Evidencia de bombeo de finos o agua en fisuras y bordes del pavimento.
  - d)Profundidad media del ahuellamiento.
  - e)Número de fallas localizadas.
- 2)Fallas para concreto asfáltico sobre hormigón armado continuo:
  - a)Número de punzonados no reparados por milla o Km.
  - b)Número de fisuras reflejadas no reparadas por milla o Km.
  - c)Número de reparaciones existentes deterioradas y no reparadas y reparaciones en el concreto asfáltico en todo el espesor, por milla o Km.
  - d)Evidencia de bombeo de finos o agua.

e) Profundidad media del ahuellamiento.

#### 14.5.4 Paso 4. Ensayos de deflexión

Es muy conveniente medir los cuencos de deflexión que se producen cuando se carga la losa con un dispositivo para NDT. Las zonas a analizar están separadas entre 30 y 300 m. Las deflexiones se miden con sensores ubicados a 0, 12, 24 y 36 pulg (0, 30, 60 y 90 cm) del centro de la carga. La medida de las deflexiones debe hacerse en correspondencia con la zona transitada por la rueda externa, a menos de que el ahuellamiento existente haga muy difícil la colocación del plato de carga. En este caso la medida de deflexiones se hará en la zona entre las ruedas externa e interna. Se debe tener en cuenta:

1) Temperatura de la mezcla de concreto asfáltico. Esta temperatura puede medirse directamente perforando un agujero en la superficie del concreto asfáltico, insertando un líquido y una sonda para medir temperatura. Se lee la temperatura cuando la misma se estabiliza. Esto debe hacerse al menos tres veces durante cada día de ensayo, para tener una curva de temperatura versus tiempo y poder usarla para asignar una temperatura de mezcla a cada cuenco.

Si no se puede medir la temperatura dentro de la capa de concreto asfáltico, se la puede aproximar a partir de correlaciones con la superficie del pavimento y temperatura del aire. La temperatura de la superficie del pavimento puede hacerse durante el ensayo de deflexión usando un sensor infrarrojo manual. En cuanto a la temperatura del aire, deberá tomarse la media de los cinco días previos al ensayo de deflexión.

2) Módulo elástico del concreto asfáltico. Este módulo debe ser determinado para cada cuenco de deflexión. Hay dos métodos para hacerlo:

a) Estimando  $E_{AC}$  a partir de la temperatura de la mezcla de concreto asfáltico mediante esta expresión:

$$\log E_{AC} = 5,553833 + 0,028829 \left( \frac{P_{200}}{F^{0,17033}} \right) - 0,03476 V_v + 0,070377 \eta_{70^\circ F, 10^6} + 0,000005 t_p^{(1,3+0,49825 \log F)} P_{AC}^{0,5} - \frac{0,00189}{F^{1,1}} t_p^{(1,3+0,49825 \log F)} P_{AC}^{0,5} + 0,931757 \left( \frac{1}{F^{0,02774}} \right) \quad (14.3)$$

donde:

$E_{AC}$  = módulo elástico del concreto asfáltico, en psi

$P_{200}$  = porcentaje de agregados que pasan el tamiz N°200

$V_v$  = relación de vacíos, en %

$\eta_{70^\circ F, 10^6}$  = viscosidad absoluta a 70°F (21°C), 10<sup>6</sup> poise (p/ej=1 para AC-10; 2 para AC-20)

$P_{AC}$  = contenido de asfalto, porcentaje por peso de mezcla

$t_p$  = temperatura de la mezcla de concreto asfáltico, °F

Esto puede ser reducido a una relación entre el módulo del concreto asfáltico y la temperatura del mismo para una frecuencia particular (por ejemplo, 18 Hz para una

duración de carga de 25 a 30 mseg), considerando valores típicos para la mezcla de concreto asfáltico. Por ejemplo si se toma:

$P_{200}=4\%$   
 $V_v=5\%$   
 $\eta_{70^\circ F, 10^6}=2$  para AC-20  
 $P_{AC}=5\%$   
 $F=18$  Hz  
 se tiene:

$$\log E_{AC}=6,451235-0,000164671 t_p^{1,92544} \quad (14.4)$$

Variando los datos anteriores se obtendrá otra expresión del mismo tipo, pero estas expresiones son correctas para mezclas nuevas. Un concreto asfáltico que tenga años de servicio tendrá un módulo mayor debido a la rigidización del asfalto o bien un módulo menor debido a los deterioros, a esa misma temperatura.

b)  $E_{AC}$  puede obtenerse a partir de ensayos de laboratorio hechos sobre muestras tomadas del pavimento existente (Ver paso 5) y de esta manera se puede correlacionar  $E_{AC}$  con la temperatura.

3) Valor  $k$  dinámico efectivo bajo la losa de hormigón. Para esto se debe computar la compresión que tiene lugar en el refuerzo de concreto asfáltico debajo de la placa de carga usando las siguientes ecuaciones:

Concreto asfáltico y hormigón adheridos

$$d_{0compres} = -0,0000328 + 121,5006(D_{AC}/E_{AC})^{1,0798} \quad (14.5)$$

Concreto asfáltico y hormigón no adheridos

$$d_{0compres} = -0,00002133 + 38,6872(D_{AC}/E_{AC})^{0,94551} \quad (14.6)$$

donde:

$d_{0compres}$  = compresión del concreto asfáltico en el centro del plato de carga (pulg)

$D_{AC}$  = espesor de concreto asfáltico

$E_{AC}$  = módulo elástico del concreto asfáltico (psi)

La condición en la interfase es una incógnita. Cuando acaba de colocarse el concreto asfáltico sobre el hormigón hay muy buena adherencia, pero no se sabe si ésta se mantendrá o no en el tiempo. Esto puede conocerse mediante toma de muestras y observando qué sucede en la interfase hormigón-concreto asfáltico.

Usando las ecuaciones anteriores, la deflexión  $d_0$  de la losa de hormigón en el pavimento de  $C^\circ A^\circ$  s/ $H^\circ$  puede ser determinada sustrayendo la compresión que tiene lugar en el concreto asfáltico del  $d_0$  medido en la superficie del concreto asfáltico. Para entender mejor este concepto, ver la fig. 14.1.

*Refuerzo de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con refuerzo de concreto asfáltico*

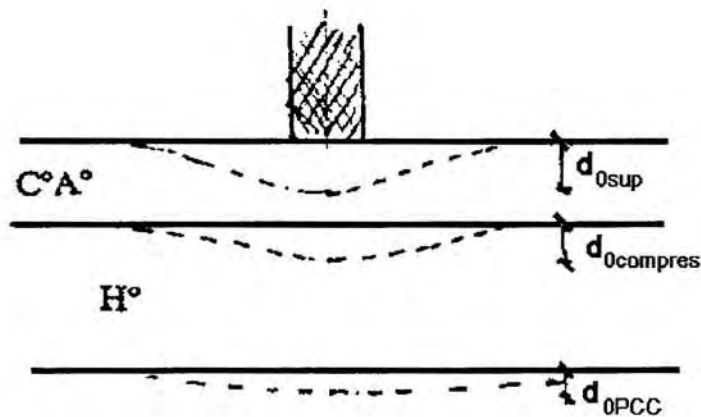


Fig. 14.1. Deformaciones en hormigón y concreto asfáltico

La deformación en el hormigón es:

$$d_{0PCC} = d_{0sup} - d_{0compres} \quad (14.7)$$

PCC=portland cement concrete

Así se puede computar el área del cuenco de deflexiones de la losa de hormigón:

$$AREA_{PCC} = 6 \left[ 1 + 2 \frac{d_{12}}{d_{0PCC}} + 2 \frac{d_{24}}{d_{0PCC}} + \frac{d_{36}}{d_{0PCC}} \right] \quad (14.8)$$

donde:

$d_{0PCC}$  =deflexión en el centro de la placa de carga (pulg o mm)

$d_i$  =deflexiones a 12, 24 y 36 pulg (30, 60 y 90 cm) del centro de la placa de carga

De fig. 13.2, con  $d_{0PCC}$  y  $AREA_{PCC}$  se determina el valor de k dinámico debajo de la losa de hormigón para una placa circular de 5,9 pulg y carga de 40 kN.

El valor estático efectivo de k se lo obtiene dividiendo el valor de k dinámico por 2.

4)Módulo elástico de la losa de hormigón. Se entra en la fig. 13.3 con el valor de  $AREA_{PCC}$ , se busca la curva de k dinámico y luego el valor de  $ED^3$ , siendo D el espesor de la losa de hormigón. Los valores de E varían entre  $3 \times 10^6$  a  $8 \times 10^6$  psi (21000 a 56000 MPa). Si el valor obtenido está fuera de este rango, puede haber un error en el valor considerado de D, el cuenco de deflexiones pudo haber sido medido sobre una fisura o el hormigón puede estar muy deteriorado.

5)Transferencia de cargas. Esto es válido para pavimentos de concreto asfáltico sobre hormigón simple u hormigón armado con juntas. La transferencia de cargas debe medirse en correspondencia con la trayectoria de la rueda externa o entre las trayectorias de ruedas si el

concreto asfáltico está muy ahuellado. La transferencia de cargas no debe medirse si la temperatura ambiente es mayor de 80°F (27°C). Se debe ubicar la placa de carga en un lado de la fisura reflejada con el borde libre de la placa tocando la junta. Se debe medir la deflexión en el centro de la placa y a 12 pulg del centro. La transferencia de cargas se computa con la fórmula:

$$\Delta LT = 100 \left( \frac{\Delta u_l}{\Delta l} \right) B \quad (14.9)$$

donde los términos tienen el mismo significado que en el capítulo anterior (fórmula 13.5)

El valor de J depende de  $\Delta LT$ , consultar tabla 13.2.

Si en la rehabilitación se prevé la construcción de una banquina vinculada, se deben usar valores de J menores que los de tabla 13.2.

Para pavimentos de hormigón armado continuos J varía entre 2,2 y 2,6.

#### 14.5.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales

1) Módulo de la superficie del concreto asfáltico. Con las muestras extraídas de la superficie de concreto asfáltico en zonas no fisuradas se puede determinar en laboratorio el módulo elástico del concreto asfáltico. Esto puede ser hecho usando el ensayo de tracción indirecta con cargas repetidas (ASTM D4123). Este ensayo debe hacerse a dos o más temperaturas (4°, 21°, 32°C) para obtener puntos de la curva  $\log E_{AC}$  vs temperatura. Los valores del módulo elástico del concreto asfáltico a cada temperatura pueden ser interpolados a partir de los datos de laboratorio. Por ejemplo, si t está entre 21° y 32°C se usará esta expresión:

$$\log E_{AC^t} = \left( \frac{\log E_{AC21^\circ C} - \log E_{AC32^\circ C}}{21-32} \right) (t^\circ C - 21^\circ C) + \log E_{AC21^\circ C} \quad (14.10)$$

A los efectos de interpretar los datos del NDT, los valores obtenidos mediante ensayos de laboratorio deben ser ajustados para tener en cuenta la diferencia entre la frecuencia de la carga de laboratorio (1 a 2 Hz) y la del dispositivo para medición en el terreno (18 Hz para el FWD). Este ajuste se hace multiplicando el valor de  $E_{AC}$  de laboratorio por una constante que puede determinarse para cada temperatura de ensayo de laboratorio con la ecuación dada en el paso 4 (Ecuación 14.3). Los valores de la frecuencia en el campo son de 2 a 2,5 veces más altos que en laboratorio.

2) Módulo de rotura del hormigón. Se cortan probetas de 6" (15 cm) de diámetro en el centro de la losa y se la somete a tracción indirecta (ASTM C496). El módulo de rotura es obtenido con esta expresión:

$$S_c' = 210 + 1,02 IT \quad (14.11.a)$$

donde:

$S_c'$  = módulo de rotura (psi)

IT = resistencia a la tracción indirecta (psi)

o:

$$S_c' = 1450 + 1,02 IT \quad (14.11.b)$$



donde:

$S_c'$  = módulo de rotura (kPa)

IT = resistencia a la tracción indirecta (kPa)

#### 14.5.6. Paso 6. Determinación del espesor de losa requerida para el tránsito futuro $D_f$

Los datos para determinar  $D_f$  son función de los datos de la losa existente y de las propiedades de la fundación. Es necesario recalcar que las propiedades de la losa existente (módulo elástico, módulo de rotura y transferencia de carga) controlan el comportamiento del refuerzo de concreto asfáltico. Para ello es necesario conocer:

1) Valor efectivo estático de  $k$  debajo de la losa existente. Este puede determinarse por alguno de estos métodos:

a) Determinación a partir del  $k$  dinámico obtenido mediante cuencos de deflexión (paso 4). El  $k$  estático es igual al  $k$  dinámico dividido 2. Este valor de  $k$  estático debe ser ajustado por efectos estacionales cuando fuera necesario.

b) Mediante ensayos de placa de carga luego de la remoción de la losa. Esta es una alternativa poco conveniente por lo costosa. El valor de  $k$  también debe ser ajustado por efectos estacionales cuando fuera necesario.

c) Estimación a partir de datos de suelos y tipo de base y espesor de la misma (Ver diseño de pavimentos rígidos - Capítulo 9). Esta es una alternativa simple, pero el valor estático de  $k$  es sólo una estimación burda. Es necesario también tener en cuenta los efectos estacionales.

2) Pérdida de serviciabilidad de diseño

3) Coeficiente de transferencia de cargas de la losa existente (Ver paso 4)

4) Módulo de rotura del hormigón. Este puede ser determinado por alguno de estos métodos:

a) Estimación a partir de ensayos de tracción indirecta (Ver paso 5)

b) En el caso de  $C^oA^o$  s/ $H^oS^o$  o  $C^oA^o$  s/ $H^oA^o$  con juntas se puede obtener a partir del módulo elástico de la losa (Ver paso 4). Para ello se debe usar esta ecuación:

$$S_c' = 43,5(E/10^6) + 488,5 \quad (14.12.a)$$

donde:

$S_c'$  = módulo de rotura (psi)

$E$  = módulo de la losa (psi)

o:

$$S_c' = 43,5(E/10^6) + 3370 \quad (14.12.a)$$

donde:

$S_c'$  = módulo de rotura (kPa)

$E$  = módulo de la losa (kPa)

Para el caso de  $C^oA^o$  s/ $H^oA^o$  continuo no es recomendable obtener el valor de  $S_c'$  a partir del módulo  $E$  dado que pueden haber fisuras no reflejadas en el concreto asfáltico, pero que pueden existir en el hormigón dentro del cuenco de deflexiones.



5)Módulo elástico de la losa de hormigón. Este se puede determinar por alguno de estos métodos:

- a)Cálculo a partir de medidas de deflexión (Ver paso 4)
- b)Estimación a partir de ensayos a tracción indirecta

6)Pérdida de soporte de la losa existente que puede existir luego de la rehabilitación. Los procedimientos mediante ensayos de deflexión para investigar la pérdida de soporte bajo un pavimento de concreto asfáltico sobre hormigón no están todavía bien establecidos. Se aconseja tomar  $LS=0,0$  para el diseño del refuerzo (losa completamente apoyada).

7)Confiabilidad R del refuerzo

8)Desvío standard  $S_0$

9)Capacidad de drenaje bajo la losa existente de hormigón. Si hay problemas de bombeo o de desplazamiento vertical diferencial (faulting) significa que hay problemas de drenaje. se aconseja tomar  $C_d=1,0$ .

Con estos datos y la fórmula o los ábacos de diseño puede obtenerse  $D_r$

#### 14.5.7. Paso 7. Determinación del espesor de losa efectivo $D_{ef}$ del pavimento existente

El cálculo de  $D_{ef}$  se determina por:

Observación del estado del pavimento existente. El espesor efectivo losa,  $D_{ef}$ , puede determinarse con la siguiente ecuación:

$$D_{ef}=(D_{PCC} F_{jc} F_{dur}) + [ (D_{AC}/2,0) F_{AC}] \quad (14.13)$$

donde:

$D_{PCC}$  = espesor de la losa existente (pulg o mm)

$D_{AC}$  = espesor de concreto asfáltico existente (pulg o mm)

Los términos F son factores de ajuste.

a) $F_{jc}$  = factor de ajuste por juntas y fisuras. Este factor tiene en cuenta la pérdida extra de serviciabilidad causada por fisuras reflejadas deterioradas que pueden ocurrir en el segundo refuerzo debido a fisuras reflejadas no reparadas y otro tipo de discontinuidades que pueden existir en el pavimento existente de C°A° s/H° previamente a la colocación del refuerzo. Se recomienda que este tipo de deterioros sean reparados en todo el espesor del pavimento haciendo reparaciones con pasadores o barras de unión en la losa de hormigón. En este caso  $F_{jc}=1,0$ . Si lo dicho es imposible, para la determinación de  $F_{jc}$  se debe considerar:

- Número de fisuras reflejadas no reparadas por milla o Km.
- Número de punzonados no reparados por milla o Km.
- Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>25 mm) y parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla o Km.

Con estos datos se determina  $F_{jc}$  con el gráfico de fig. 13.4.

b)  $F_{dur}$  = factor de ajuste por durabilidad. Este factor tiene en cuenta la pérdida de serviciabilidad cuando la losa tiene problemas de durabilidad. Los valores de  $F_{dur}$  fueron citados en el capítulo 13.

c)  $F_{AC}$  = factor de ajuste por calidad del concreto asfáltico. Este factor tiene en cuenta la contribución del concreto asfáltico existente en el  $D_{ef}$  y está basado en la calidad del concreto asfáltico. Este valor sólo depende de deterioros o fallas en el concreto asfáltico pura y exclusivamente, es decir no tiene en cuenta la reflexión de fisuras o juntas, ya que éstas están relacionadas con el hormigón que se encuentra abajo. Las fallas que tiene en cuenta el  $F_{AC}$  son aquéllas que no pueden ser eliminadas por fresado superficial del concreto asfáltico: ahuellamiento, peladuras/desprendimientos, ondulamiento transversal, etc. Los valores a usar son:

Tabla 14.2

$F_{AC}$	Tipo de falla
1	Sin fallas
0,96-0,99	Fallas leves, peladuras/desprendimientos
0,88-0,95	Fallas significativas, ahuellamiento, peladuras/desprendimientos con estriado, ondulamientos
0,80-0,87	Fallas severas (ídem caso anterior, pero más severas)

#### 14.5.8. Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo

Se usa la fórmula:

$$D_{ol} = A (D_f - D_{ef}) \quad (14.14)$$

donde ya se conocen los significados de cada uno de los términos.

#### 14.6. Fresado superficial

Si la superficie existente de concreto asfáltico se fresa antes de colocar el refuerzo, la profundidad de fresado debe considerarse en la determinación de  $D_{ef}$ . No se debe hacer ningún ajuste si la profundidad de fresado no excede el mínimo necesario para eliminar el ahuellamiento. Si se fresa un espesor mayor, sólo debe considerarse el espesor remanente de concreto asfáltico para la determinación de  $D_{ef}$ .

## **CAPITULO 15**

### **Refuerzo de hormigón adherido a pavimentos existentes de hormigón**

#### **15.1.Introducción**

Los refuerzos de hormigón adheridos a pavimentos existentes de hormigón en todas sus variantes (H°S°, H°A° c/juntas u H°A° continuo) implican la realización de estas tareas:

- 1)Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento de las condiciones de drenaje.
- 2)Construcción de ensanches, si fuera necesario.
- 3)Preparación de la superficie del pavimento existente para asegurar una buena adherencia.
- 4)Colocación del refuerzo de hormigón.
- 5)Aserrado y sellado de juntas

#### **15.2.Factibilidad**

Este tipo de solución es factible excepto en los casos en que el pavimento existente esté tan deteriorado que sea aconsejable su remoción y reemplazo. Los casos en que el refuerzo de hormigón adherido no es factible son:

- 1)El grado de fisuración en losas y de descascaramiento en juntas es tan grande que es aconsejable la remoción total del pavimento existente.
- 2)Deterioros serios en las losas de hormigón debido a problemas de durabilidad.
- 3)En pasos a bajo nivel cuando las condiciones de gálibo no permiten colocar un refuerzo. Es poco probable que ocurra esto, ya que este tipo de refuerzo es de poco espesor.

Si la obra tiene que habilitarse enseguida, se deberá construir el refuerzo con cemento portland de alta resistencia inicial.

#### **15.3.Tareas de reparación previas**

Los tipos de deterioros y las tareas previas correspondientes son:

Tabla 15.1

Tipo de falla	Reparación
Fisuras de trabajo	Reparación en todo el espesor o reemplazo de losa
Punzonados	Reparación en todo el espesor
Juntas descascaradas	Reparación total o parcial en el espesor
Parches deteriorados	Reparación en todo el espesor
Bombeo y movimiento diferencial	Drenes de borde
Asentamiento/hinchamiento	Gateado de losa o reconstrucción localizada

Las reparaciones en todo el espesor y reemplazo de losa en los pavimentos de H°S° u H°A° con juntas deben ser de hormigón y deberán preverse pasadores o barras de unión a los efectos de asegurar una buena transferencia de carga a través de las juntas reparadas. Las reparaciones en todo el espesor para pavimentos de hormigón armado continuo deberán hacerse de manera tal de asegurar la continuidad en las armaduras. La armadura de la zona reparada deberá atarse o soldarse a la armadura existente. Todos los parches realizados en concreto asfáltico deberán ser demolidos y reemplazados por hormigón.

La instalación de drenes de borde, mantenimiento de drenes existentes o tareas de mejoramiento de las condiciones de drenaje deben ser hechas antes de la colocación del refuerzo.

Las juntas de alivio de tensiones deben ser ubicadas solamente en correspondencia con estructuras fijas y no en intervalos regulares a lo largo de la calzada. La única excepción es cuando se produzca una expansión en la losa por reacción álcali-agregado.

#### 15.4. Control de reflexión de fisuras

Toda fisura de trabajo en el pavimento de hormigón subyacente se reflejará en el refuerzo de hormigón en menos de un año. La reflexión de fisuras puede ser controlada mediante una reparación en todo el espesor y aserrado y sellado del refuerzo en correspondencia con la fisura del pavimento. Las fisuras cerradas y que no trabajan no necesitan ser reparadas, dado que no producen reflexión.

#### 15.5. Diseño de espesores

Si el refuerzo se coloca al solo efecto de mejorar las condiciones funcionales de la calzada, bastará colocar un espesor mínimo. Si, en cambio, fuera necesario mejorar las condiciones estructurales del pavimento, el espesor requerido del refuerzo debe responder a esta ecuación:

$$D_{or}=D_r - D_{er} \quad (15.1)$$

donde:

$D_{ol}$  = espesor requerido del refuerzo de hormigón

$D_f$  = espesor de losa necesario para soportar el tránsito futuro

$D_{ef}$  = espesor efectivo de la losa existente

En general, los espesores de refuerzo de hormigón varían entre 2 y 6 pulg (5 a 15 cm), siendo lo más común adoptar espesores de 3 a 4 pulg (7,5 a 10 cm).

Para proceder a la determinación del espesor del refuerzo deben seguirse los pasos que se indican en los apartados siguientes. Si no fuera posible hacer ensayos, se pueden obviar los pasos 4 y 5 y reemplazarlos por observación visual de las fallas y estimando otros datos de entrada.

#### **15.5.1. Paso 1. Diseño del pavimento existente**

Se debe conocer:

- 1) Espesor de losa existente.
- 2) Tipo de transferencia de carga (dispositivos mecánicos, trabazón entre agregados, hormigón armado continuo).
- 3) Tipo de banquina.

#### **15.5.2. Paso 2. Análisis de tránsito**

- 1) Número de ESALs acumulados en la trocha de diseño ( $N_p$ ) para usarlo en el método de la vida remanente para determinar  $D_{ef}$ .
- 2) Número de ESALs futuros previstos en la trocha de diseño para el período de diseño ( $N_f$ ).

#### **15.5.3. Paso 3. Observación del estado del pavimento existente**

Deberán medirse los tipos de falla que se indican a continuación. Es conveniente hacer toma de muestras para cuantificar mejor.

Para el caso de pavimentos de hormigón simple o de hormigón armado con juntas se debe cuantificar:

- 1) Número de juntas transversales deterioradas por milla o Km.
- 2) Número de fisuras transversales deterioradas por milla o Km.
- 3) Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>25 mm) o parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla.
- 4) Presencia y severidad de problemas de durabilidad en el hormigón.
  - a) Fisuras de durabilidad: baja severidad (fisuras solamente) severidad media (algo de descascaramiento), alta severidad (descascaramiento severo).
  - b) Fisuras por áridos reactivos: baja, media y alta severidad.
- 5) Evidencia de movimientos verticales entre losas, bombeo de finos o de agua en juntas, fisuras y bordes de pavimento.



Para el caso de pavimentos de hormigón armado continuo se debe cuantificar:

- 1) Número de punzonados por milla.
- 2) Número de fisuras transversales deterioradas por milla.
- 3) Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>25 mm) o parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla.
- 4) Número de reparaciones existentes y nuevas previas al refuerzo, por milla.
- 5) Presencia y severidad de problemas de durabilidad. Idem caso anterior.
- 6) Evidencia de bombeo de finos y agua.

#### **15.5.4. Paso 4. Ensayos de deflexión**

En base a los ensayos de deflexión con medidas en correspondencia con la placa de carga y a 12, 24 y 36 pulgadas (30, 60 y 90 cm) se puede determinar el valor de  $k$  y el módulo elástico de la losa. La placa de carga debe colocarse en correspondencia con la zona del pavimento transitado por la rueda externa de los vehículos. La metodología para la determinación del valor  $k$  estático, el módulo elástico de la losa y la transferencia de cargas ya fue explicada en el capítulo 13.

#### **15.5.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales**

La determinación del módulo de rotura se hace como fue explicado en el capítulo 13, apartado 13.5.5.

#### **15.5.6. Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro, $D_f$**

Es válido lo explicado en capítulo 13, apartado 13.5.6.

#### **15.5.7. Paso 7. Determinación del espesor efectivo de losa del pavimento existente, $D_{ef}$**

Es válido lo explicado en capítulo 13, apartado 13.5.7.

#### **15.5.8. Paso 8. Determinación del espesor de refuerzo**

Se emplea la ecuación:

$$D_{ol} = D_f - D_{ef} \quad (15.2)$$

Aquí sí hay una diferencia con la expresión del capítulo 13 (13.12), dado que no aparece el factor  $A$ , puesto que pavimento existente y refuerzo son de hormigón.



## **15.6. Juntas**

Para el caso de pavimentos existentes de hormigón simple y de hormigón armado con juntas, se deben aserrar juntas longitudinales y transversales a través del espesor del refuerzo de hormigón en forma completa más 0,5 pulg (1,3 cm), tan pronto como el curado lo permita. En estas juntas no deben colocarse pasadores ni barras de unión. Debe aserrarse también un reservorio apropiado para el material sellante. Este material debe colocarse tan pronto como sea posible.

Para el caso de pavimentos existentes de hormigón armado continuo no es necesario hacer juntas transversales en el refuerzo de hormigón, ya que no son necesarios. Las juntas transversales tampoco son necesarias para las juntas finales o de tope para parches de hormigón armado. En cuanto a las juntas longitudinales vale lo dicho para pavimentos de hormigón simple o armado con juntas.

## **15.7.Procedimientos de adherencia y materiales**

Es necesario asegurar una buena adherencia con el pavimento existente. Para ello se aconseja:

- 1)La superficie existente debe ser lavada y sometida a un proceso de aumento de rugosidad tal que remueva una fina capa de hormigón, pero que no fisure la superficie. Se recomienda el uso de arena a presión o granalla.
- 2)Se recomienda el uso de un agente adherente para lograr una mejor adherencia. Para ello se puede usar un mortero de cemento, una lechada de cemento o una resina epoxy de baja viscosidad. En algunos casos, la ausencia del agente adherente no ha producido una merma en la adherencia.

## CAPITULO 16

# Refuerzo de hormigón no adherido sobre pavimentos de hormigón

### 16.1.Introducción

Consisten en refuerzos de hormigón simple, hormigón armado con juntas u hormigón armado continuo que se colocan sobre pavimentos existentes de hormigón para mejorar su capacidad estructural y condiciones funcionales. La construcción de este tipo de refuerzos implica la ejecución de estas tareas:

- 1)Reparación sólo en el caso de zonas muy deterioradas y mejoramiento de las condiciones de drenaje, si fuera necesario.
- 2)Ensanche, si fuera necesario.
- 3)Colocación de una capa separadora, que sirve también como capa de nivelación.
- 4)Colocación del refuerzo de hormigón.
- 5)Aserrado y sellado de juntas.

### 16.2.Factibilidad

Esta es una alternativa factible para todos los pavimentos de hormigón. Es más efectiva, desde el punto de vista de los costos, cuando el pavimento existente está muy deteriorado ya que hay una menor necesidad de reparaciones previas. Los casos en que esta solución no es factible son:

- 1)Los deterioros en losas y descascaramientos en juntas son poco importantes y entonces aparecen otras alternativas como más económicas.
- 2)El gálibo bajo puentes quedaría reducido por el refuerzo.
- 3)El pavimento existente es susceptible de sufrir grandes hinchamientos y descascaramientos.

Si la obra debiera habilitarse lo más pronto posible, deben emplearse cementos de alta resistencia inicial. En estos casos se han habilitado refuerzos dentro de las 6 y 24 horas después del colado del hormigón.

### 16.3.Reparaciones previas al refuerzo

Una de las grandes ventajas del refuerzo de hormigón no adherido es que las operaciones de reparación previas son muy reducidas. Sin embargo, es necesario reparar los siguientes tipos de deterioros:

*Refuerzo de hormigón no adherido sobre pavimentos de hormigón*

Tabla 16.1

Tipo de falla	Tipo de refuerzo	Reparación
Fisura de trabajo	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	No es necesaria
Punzonado	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	Reparaciones en todo el espesor
Junta descascarada	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	No es necesaria
Bombeo	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	Drenes de borde (si fuera necesario)
Asentamiento	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	Nivelación con concreto asfáltico

En casos de pavimentos existentes muy dañados, se puede proceder a la rotura/asentamiento, fisurado/asentamiento o triturado/compactado, previamente a la colocación de la capa de separación.

#### 16.4. Control de reflexión de fisuras

Cuando la capa separadora de concreto asfáltico tiene entre 25 y 50 mm no hay problemas de reflexión de fisuras. Sin embargo, sí habría problemas si el pavimento existente tuviera una transferencia de cargas muy pobre y deflexiones diferenciales en correspondencia con juntas.

#### 16.5. Diseño de espesores

El espesor del refuerzo de hormigón no adherido es una función de la capacidad estructural requerida para satisfacer las condiciones de tránsito futuro y se lo determina con esta ecuación:

$$D_{ol} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0.5} \quad (16.1)$$

donde:

$D_f$  = espesor de losa necesario para soportar el tránsito futuro

$D_{ef}$  = espesor efectivo de la losa existente

Los valores de  $D_{ol}$  varían entre 5 y 12 pulg (12,5 a 30 cm) o más. Los valores más corrientes de  $D_{ol}$  están entre 7 y 10 pulg (18 a 25 cm).

Para determinar el espesor de refuerzo necesario,  $D_{ol}$ , se deben seguir los pasos que se indican en los apartados siguientes. Si no es posible hacer ensayos en el campo o en laboratorio se pueden obviar los pasos 4 y 5 y estimar otros datos de entrada.

#### **16.5.1. Paso 1. Diseño del pavimento existente**

Se debe conocer:

- 1) Espesor de losa existente.

#### **16.5.2. Paso 2. Análisis de tránsito**

- 1) Número de ESALs acumulados en la trocha de diseño ( $N_p$ ), para usarlo en el método de la vida remanente para determinar  $D_{er}$
- 2) Número de ESALs previstos para la trocha de diseño ( $N_f$ ).

#### **16.5.3. Paso 3. Observación del estado del pavimento existente**

Deberán medirse los tipos de fallas que se indican a continuación. Es conveniente hacer toma de muestras para cuantificar mejor.

Para el caso de pavimentos de hormigón simple o de hormigón armado con juntas se deberá cuantificar:

- 1) Número de juntas transversales deterioradas por milla o Km.
- 2) Número de fisuras transversales deterioradas por milla o Km.
- 3) Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>25 mm) o parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla o Km.
- 4) Presencia y severidad de problemas de durabilidad en el hormigón.
  - a) Fisuras de durabilidad: baja severidad (fisuras solamente), severidad media (algo de descascaramiento), alta severidad (descascaramiento severo).
  - b) Fisuras por áridos reactivos: baja, media, alta severidad.
- 5) Evidencia de movimientos verticales entre losas, bombeo de finos o de agua en juntas, fisuras y bordes de pavimento.

Para el caso de pavimentos de hormigón armado continuo se deberá cuantificar:

- 1) Número de punzonados por milla o Km.
- 2) Número de fisuras transversales deterioradas por milla o Km.
- 3) Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>25 mm) o parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla o Km.
- 4) Número de reparaciones existentes y nuevas previas al refuerzo, por milla o Km.
- 5) Presencia y severidad de problemas de durabilidad. Idem caso anterior.
- 6) Evidencia de bombeo de finos y agua.

#### **16.5.4. Paso 4. Ensayos de deflexión**

Cuando se trata de un refuerzo de hormigón no adherido a un pavimento de hormigón existente, valen las mismas instrucciones ya explicadas en el capítulo 13. Para el

caso de refuerzos de hormigón no adherido sobre pavimentos existentes de concreto asfáltico sobre hormigón vale lo indicado en capítulo 14.

#### **16.5.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales.**

Cuando se proyecta un refuerzo de hormigón no adherido sobre un pavimento existente de hormigón no es necesario hacer toma de muestras ni ensayos de laboratorio. Cuando se desea hacer un refuerzo no adherido de hormigón sobre un pavimento existente de concreto asfáltico sobre hormigón, ver el capítulo 14 para la determinación del módulo de concreto asfáltico.

#### **16.5.6. Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro, $D_r$**

Es válido lo explicado en capítulo 13, apartado 13.5.6.

#### **16.5.7. Paso 7. Determinación del espesor efectivo de losa de pavimento existente, $D_{ef}$**

Hay dos métodos para encarar el cálculo de  $D_{ef}$

1) Observación del estado del pavimento existente.  $D_{ef}$  se determina con esta expresión:

$$D_{ef} = F_{jcu} D \quad (16.2)$$

donde:

$D$  = espesor de la losa existente de hormigón.  $D$  debe ser menor de 25 cm (10 pulgadas), si es mayor se debe usar 25 cm.

$F_{jcu}$  = factor de ajuste por juntas y fisuras. Este es un factor válido para refuerzos no adheridos de hormigón. No confundir con  $F_{jc}$ .

Si se trata de un pavimento existente de concreto asfáltico sobre hormigón al que se le quiere hacer un refuerzo no adherido de hormigón, se desprecia el espesor de la capa de concreto asfáltico en la determinación de  $D_{ef}$ .

Los ensayos de campo realizados sobre refuerzos no adheridos de hormigón mostraron muy poca evidencia de reflexión de fisuras o juntas. Es por eso que no se usan en estos casos los factores de ajuste  $F_{dur}$  y  $F_{fat}$ . El  $F_{jcu}$  se modifica para mostrar un efecto reducido de fisuras deterioradas y juntas de la losa existente.

Para determinar  $F_{jcu}$  se debe conocer:

- Número de juntas deterioradas no reparadas, por milla o Km.
- Número de fisuras deterioradas no reparadas, por milla o Km.
- Número de juntas de expansión, excepcionalmente juntas anchas (>25 mm) y parches de concreto asfáltico en todo el espesor, por milla o Km.

Cuando se coloca un espesor suficiente de concreto asfáltico entre un pavimento existente de hormigón muy deteriorado por debajo del refuerzo de hormigón, se eliminan todos los problemas de reflexión y  $F_{jcu}=1,0$ .

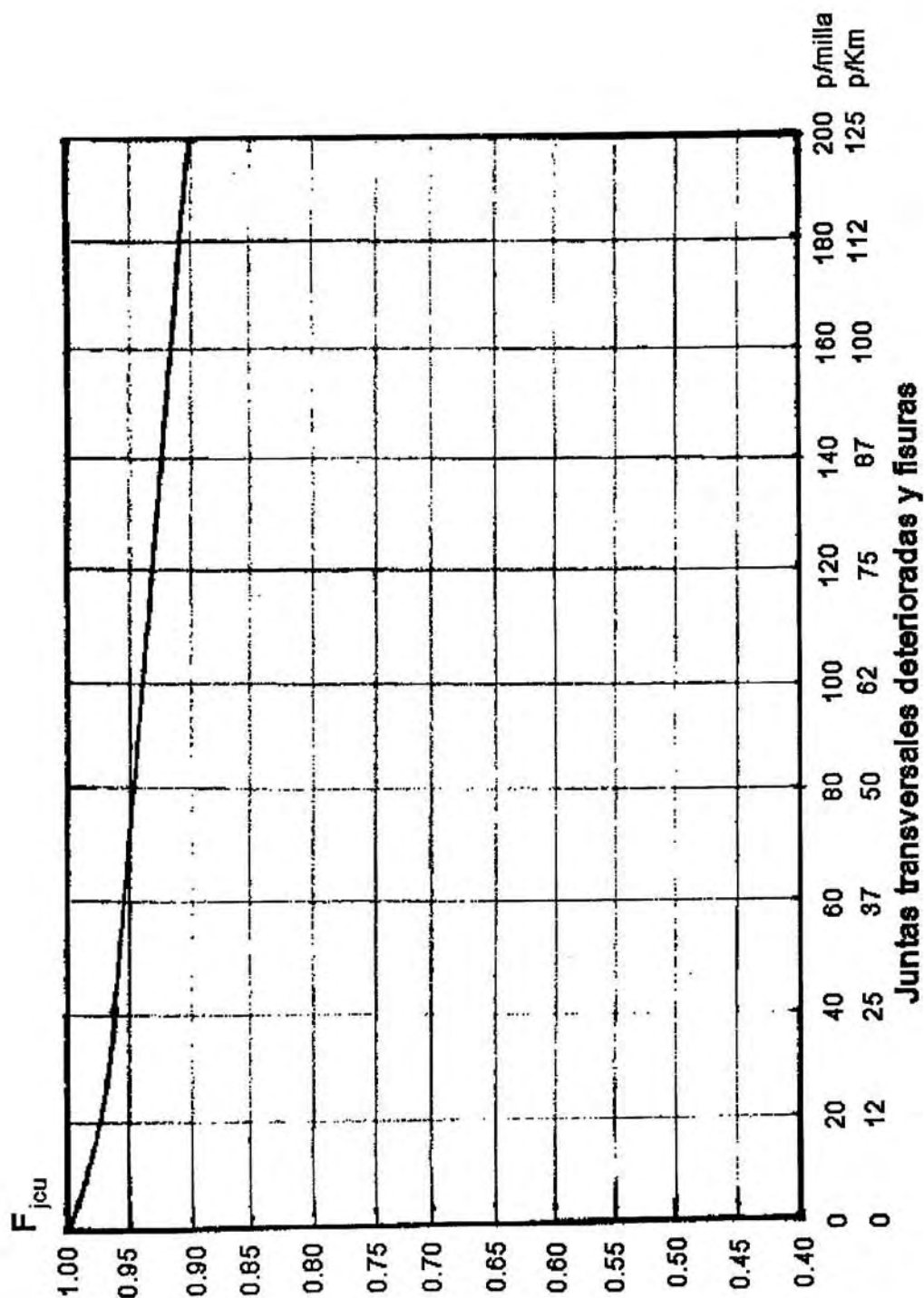


Fig. 16.1. Factor de ajuste  $F_{jcu}$



2)A partir de la vida remanente. Está explicado en capítulo 13, apartado 13.5.7.

#### 16.5.8. Paso 8. Determinación del espesor del refuerzo

Se emplea la ecuación:

$$D_{ol} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0,5} \quad (16.3)$$

#### 16.6. Juntas

Las juntas transversales y longitudinales deben ser ejecutadas de la misma manera que para un pavimento nuevo, excepto en lo concerniente al espaciamiento de juntas para refuerzos no adheridos de hormigón simple. Debido a la alta rigidez del soporte debajo de la losa de refuerzo, se aconseja limitar el espaciamiento entre juntas para controlar las tensiones de pandeo por gradiente térmico (Ver fig. 16.2).

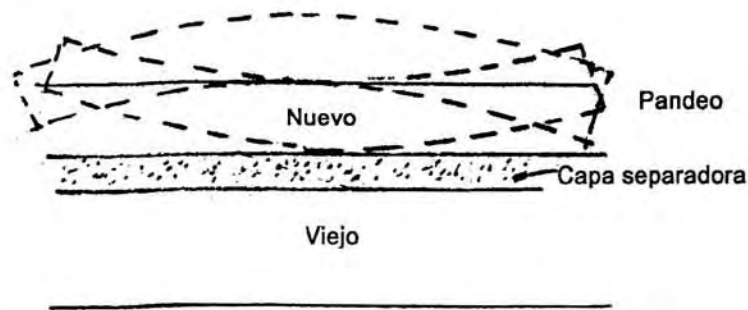


Fig. 16.2. Deformaciones de pandeo por gradiente térmico

Se aconseja:

- Máxima separación entre juntas (pies)=1,75 espesor losa (pulg)
- Máxima separación entre juntas (pulg)=21 espesor losa (pulg)
- Máxima separación entre juntas (m)= 0,21 espesor losa (cm)

## **16.7.Armaduras**

Los refuerzos no adheridos de hormigón armado con juntas u hormigón armado continuo deben tener armadura para mantener unidas las fisuras que se pueden producir. Para su diseño vale lo ya dicho para pavimentos nuevos, excepto que el factor de fricción a considerar es más alto (2 a 4) debido a la adherencia entre el concreto asfáltico de la capa de separación y el refuerzo de hormigón.

## **16.8.Capa de separación**

La función de la capa de separación es aislar el refuerzo de las fisuras y otros deterioros de la losa existente. La capa separadora más común y más exitosa es la de concreto asfáltico de 25 mm (1 pulg) de espesor. Esta capa sirve también como niveladora de la superficie existente.

Algunas capas delgadas usadas como rompedoras de adherencia no han dado buen resultado. Otras capas delgadas sí han dado resultado como ser tratamientos superficiales, sellados slurry y arena-asfalto, siempre y cuando el pavimento existente no tenga muchos desplazamientos verticales diferenciales y losas rotas. Para caminos de tránsito intenso se debe considerar el problema potencial de erosión de la capa separadora. Un tratamiento superficial delgado se erosionará más fácil que un concreto asfáltico. Una solución interesante es usar como capa separadora una capa permeable de granulometría abierta que servirá como sistema de drenaje para captar las aguas. Este tipo de capa proveerá un excelente control de reflexión de fisuras, así como prevención de bombeo y erosión de la capa separadora.

## CAPITULO 17

# Refuerzo de hormigón sobre pavimentos de concreto asfáltico

### 17.1.Introducción

Los refuerzos de hormigón simple, hormigón armado con juntas y hormigón armado continuo sobre pavimentos de concreto asfáltico mejoran su capacidad estructural y sus condiciones funcionales. La realización de este tipo de refuerzo implica la realización de las siguientes tareas:

- 1)Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento de las condiciones de drenaje.
- 2)Ensanche, si fuera necesario.
- 3)Fresado de la superficie existente si hubiera mucha distorsión o si la pendiente transversal fuera inadecuada.
- 4)Colocación de una capa niveladora de concreto asfáltico, si fuera necesario.
- 5)Colocación del refuerzo de hormigón.
- 6)Aserrado y sellado de juntas.

### 17.2.Factibilidad

Esta es una alternativa factible para casi todos los pavimentos de concreto asfáltico. Es aún más ventajosa cuando el pavimento existente está seriamente deteriorado. Las condiciones en las cuales este tipo de solución no es factible son:

- 1)El monto de deterioro del pavimento existente de concreto asfáltico es pequeño y hay otras alternativas más económicas.
- 2)El espesor de refuerzo es inadecuado para respetar el gálibo en cruces bajo nivel.
- 3)El pavimento existente es susceptible de sufrir grandes asentamientos y/o hinchamientos.

En los casos en que fuera necesario habilitar rápidamente el refuerzo, se emplearán hormigones con cemento de alta resistencia inicial. En algunos casos se han habilitado obras entre 6 y 24 horas después del colado del hormigón.

### 17.3. Tareas de reparación previas

Una de las grandes ventajas de esta solución es que las reparaciones del pavimento existente son muy escasas. Sin embargo, deben repararse los siguientes tipos de fallas para evitar la reflexión de fisuras.

Tabla 17.1

Tipo de falla	Tipo de refuerzo	Reparación
Piel de cocodrilo	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	No es necesaria Parchar áreas con grandes deflexiones
Fisuras transversales	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	No es necesaria
Bombeo	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	Drenes de borde, si fueran necesarios
Descascaramiento	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	Remover la capa descascarada, si fuera severa
Asentamientos hinchamiento	H°S°, H°A° c/juntas H°A° continuo	Nivelado con concreto asfáltico

### 17.4. Control de reflexión de fisuras

En general no hay problemas en este rubro, sin embargo si el pavimento existente de concreto asfáltico tiene fisuras transversales severas por efecto térmico, se aconseja colocar algún tipo de capa separadora sobre las fisuras transversales para reducir el riesgo de reflexión de fisuras.

### 17.5. Diseño de espesores

El espesor requerido del refuerzo de hormigón es una función de la capacidad estructural requerida para satisfacer las demandas futuras de tránsito y del soporte dado por el pavimento existente de concreto asfáltico.

El espesor requerido de refuerzo responde a esta ecuación:

$$D_{ol}=D_f \quad (17.1)$$

siendo  $D_f$  el espesor de losa necesario para soportar el tránsito futuro.

Los espesores de losa de refuerzo varían entre 5 pulg (12,5 cm) a 12 pulg (30 cm) siendo lo más común de 7 a 10 pulg (18 a 25 cm).

Para determinar el espesor de refuerzo  $D_{ol}$  es necesario seguir los pasos que se indican a continuación. Es conveniente hacer ensayos de deflexiones sobre el pavimento existente. Si ésto no fuera posible, se obviarán los pasos 4 y 5 y se reemplazarán por observación visual de las fallas y estimación de los datos de entrada.

#### **17.5.1. Paso 1. Diseño del pavimento existente**

1)Tipos de material existente y espesores de capa.

#### **17.5.2. Paso 2. Análisis de tránsito**

1)Número de ESALs futuros previstos en la trocha de diseño para el período de diseño.

#### **17.5.3. Paso 3. Observación del estado del pavimento existente**

No es necesario un relevamiento detallado del estado del pavimento existente distinguiendo y cuantificando cada tipo de falla encontrada. Sólo debe hacerse un relevamiento general que identifique sólo las fallas que puedan afectar el comportamiento del refuerzo de hormigón. Estos son:

- 1)Hinchamiento
- 2)Signos de descascaramiento en el concreto asfáltico. Esto puede ser serio para el refuerzo de hormigón.
- 3)Grandes fisuras transversales que, sin una capa separadora, se reflejarán en el refuerzo.

#### **17.5.4. Paso 4. Ensayos de deflexión**

Es aconsejable realizarlos. Se deben medir las deflexiones en correspondencia con la zona transitada por la rueda externa de los vehículos. Los intervalos de medida varían entre 100 y 1000 pies (30 a 300 m). Se usan dispositivos FWD de 40 kN de carga. Las deflexiones se miden en el centro de la placa de carga y a una distancia suficientemente alejada de la misma. En base a estos valores se determina el módulo resiliente de la subrasante,  $M_R$ , y el módulo efectivo del pavimento  $E_p$ . En base a estos valores se determina el valor efectivo dinámico  $k$  mediante el gráfico de fig. 4.16 usando el módulo de subrasante  $M_R$ , el módulo de las capas de pavimento  $E_p$  y el espesor total del pavimento existente  $D$  por encima de la subrasante. En este caso el valor de  $M_R$ , obtenido a partir de deflexiones necesario para determinar  $k$ , no debe ser ajustado por el factor  $C$  ( $C=0,33$ ) como para el caso de la obtención del  $M_R$  de diseño para refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de concreto asfáltico.

#### **17.5.5. Paso 5. Muestreo y ensayo de materiales**

No son necesarios a menos de que existan fallas inusuales.

#### 17.5.6. Paso 6. Determinación del espesor requerido de losa para el tránsito futuro, $D_f$

Los datos necesarios son:

- 1) Valor efectivo estático  $k$  (en la parte inferior del refuerzo de hormigón sobre el pavimento existente de concreto asfáltico). El mismo puede determinarse por alguno de estos métodos:
  - a) Determinación del valor efectivo dinámico  $k$  a partir de  $M_R$ ,  $E_p$  y  $D$  (Ver paso 4). Este valor se divide por 2 y se obtiene el  $k$  efectivo estático. Este valor debe ajustarse por efectos estacionales cuando fuera necesario.
  - b) Estimación a partir de datos de suelos, tipos de capas que forman el paquete estructural existente y espesores usando el gráfico de fig. 4.16. El valor obtenido de  $k$  debe ser ajustado por efectos estacionales cuando fuera necesario.
- 2) Pérdida de serviciabilidad.
- 3) Coeficiente de transferencia de cargas  $J$ , función de la transferencia de cargas prevista para el refuerzo.
- 4) Módulo de rotura para refuerzo.
- 5) Módulo elástico del hormigón para refuerzo.
- 6) Pérdida de soporte.
- 7) Confiabilidad de diseño  $R$ .
- 8) Desvío standard  $S_o$  para pavimentos rígidos.
- 9) Condiciones de drenaje del pavimento existente de concreto asfáltico para adoptar un coeficiente de drenaje  $C_d$ .

Con estos datos y la fórmula o los ábacos de diseño se determina el espesor  $D_f$

#### 17.5.7. Paso 7. Determinación del espesor de refuerzo

Se aplica la fórmula:

$$D_{ol}=D_f \quad (17.2)$$

En cuanto a juntas con sus dispositivos de transferencia de cargas y armaduras para refuerzos de  $H^\circ A^\circ$  con juntas u  $H^\circ A^\circ$  continuo vale lo dicho para diseño de pavimentos rígidos.



# CAPITULO 18

## Análisis del costo de operación del pavimento

### 18.1.Introducción

Debido a la reducción de fondos disponibles para la construcción de caminos y a los incrementos de los costos de construcción, se está poniendo cada vez más énfasis en el estudio del costo de cada proyecto, no sólo el costo de su construcción, sino también el de mantenimiento y operatividad.

Un análisis del costo de operación de un pavimento permite al proyectista elegir la alternativa que dará los mejores resultados al menor costo posible en el tiempo. Para determinar ésto es necesario tener en cuenta todos los costos que entran en una dada alternativa, incluyendo costos de construcción, de mantenimiento y costos del usuario.

### 18.2.Alternativas de diseño de pavimentos

Para determinar cuál es la alternativa más ventajosa desde el punto de vista económico, los costos deben ser proyectados a lo largo de todo el período de análisis. Esto significa comparar los costos iniciales de distintas alternativas, los de las rehabilitaciones o reconstrucción completa durante el período de análisis. Por ejemplo para un pavimento nuevo pueden adoptarse estas soluciones:

- Concreto asfáltico sobre base granular y sub base.
- Concreto asfáltico full depth.
- Hormigón simple sobre sub base granular.
- Hormigón armado con juntas sobre sub base granular.
- Hormigón armado continuo sobre sub base granular.

Para una rehabilitación pueden adoptarse estos tipos de soluciones:

- Restauración. Son los trabajos requeridos para llevar la estructura existente del pavimento a una condición tal que pueda funcionar bien, sin la colocación de un refuerzo.
- Reciclado. Es rehacer la capa superficial, la base y sub base para mejorar la capacidad estructural. En general se agrega nuevo material para mejorar la adherencia.
- Recapado. Es la colocación de capas de refuerzo para proveer capacidad estructural adicional o mejorar la serviciabilidad.
- Reconstrucción. Es la remoción completa y reemplazo de toda la sección del pavimento.

Cada alternativa de rehabilitación debe ser considerada como una parte integral del diseño inicial.

### 18.3. Análisis ingenieril

La AASHTO Informational Guide on Project Procedures (1963) considera a los siguientes factores como factores primarios que deben ser considerados en el desarrollo de alternativas de diseño para pavimentos nuevos y para rehabilitaciones:

- a) Tránsito. El volumen total de tránsito gobierna el diseño geométrico del camino y también el del pavimento dado que a partir del mismo se obtiene el número de ESALs previstos en la vida útil del pavimento.
- b) Caracterización del suelo. Se necesita conocer la resistencia, deformación, granulometría, permeabilidad y susceptibilidad al hinchamiento.
- c) Clima. Se debe conocer el régimen de lluvias, nieve, hielo, penetración de la helada, ciclos de congelación y deshielo.
- d) Consideraciones constructivas. Se debe definir el tiempo requerido para la construcción inicial, tiempo a transcurrir para hacer una gran rehabilitación y frecuencia de mantenimiento futuro, en especial para pavimentos urbanos u otras rutas de alto volumen de tránsito en los que el control del mismo es costoso y debe minimizarse el corte de trochas de circulación. En este caso deberán adoptarse diseños de alto costo inicial, pero de muy bajo costo de mantenimiento.
- e) Reciclado. Debe tenerse en cuenta para ahorrar en la compra de nuevos materiales.
- f) Comparaciones de costos. Se deben comparar todos los costos involucrados en la explotación de un pavimento durable durante su vida útil, más que los costos iniciales.

Los factores secundarios son:

- a) Comportamiento de pavimentos similares en el área.
- b) Pavimentos existentes adyacentes.
- c) Conservación de materiales y energía.
- d) Disponibilidad de materiales locales o capacidad del contratista.
- e) Seguridad en el tránsito.
- f) Incorporación de factores experimentales.
- g) Estimación de la competencia.

También deben considerarse las condiciones de drenaje, gálibos a respetar y estructuras existentes.

### 18.4. Análisis económico

Una vez desarrolladas las alternativas de diseño se debe efectuar el análisis económico. Un análisis económico es una forma de evaluar y considerar todos los costos asociados a una dada alternativa. Hay dos maneras de estudiar los costos:

- a) Método del valor presente. En el mismo, los costos a lo largo de toda la vida de la alternativa son reducidos a su costo inicial presente.
- b) Método del costo anual uniforme equivalente. En éste, todos los costos se convierten en un costo simple, anual y uniforme.

### 18.4.1.Método del valor presente

En este método, todos los costos futuros son convertidos en costos equivalentes en el presente usando una tasa de descuento dada. Estos costos se combinan con el costo inicial de la construcción para obtener el costo total presente en el período de análisis. El valor presente se determina con esta expresión:

$$PW = F \frac{1}{(1+i)^n} \quad (18.1)$$

donde:

PW=valor presente

n=número de años

i=tasa de descuento

Si se hacen pagos al final de cada año, PW se determina con:

$$PW = \frac{A(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \quad (18.2)$$

Veamos este ejemplo:

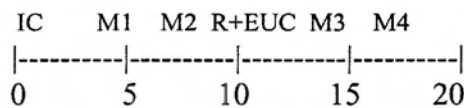


Fig. 18.1

IC=costo de construcción inicial	: \$120000
Mi=costos de mantenimiento:	
M1=a los 4 años	: \$ 10000
M2=a los 7 años	: \$ 12000
M3=a los 14 años	: \$ 25000
M4=a los 17 años	: \$ 20000
R=costo de rehabilitación	: \$ 90000 (10 años)
EUC=costos extras del usuario	: \$ 30000 (10 años)
SV=valor residual	: \$ 50000 (20 años)

Determinar PW

Se considera un período de análisis de 20 años. Este período debe ser el mismo para cada alternativa a analizar.

Se define la tasa de descuento como la diferencia entre la tasa bancaria y el incremento del costo de la construcción.

Para resolver el problema se hace la siguiente tabla:

Tabla 18.1

Tipo de costo	Valor nominal	n	$1/(1+i)^n$	PW
IC	\$120000	0	1	\$120000
M1	\$10000	4	0.8227	\$8227
M2	\$12000	7	0.7107	\$8528
R	\$90000	10	0.6139	\$55252
EUC	\$30000	10	0.6139	\$18417
M3	\$25000	14	0.5051	\$12627
M4	\$20000	17	0.4363	\$8726
SV	\$50000	20	0.3769	\$18844
			$PW_{total} =$	\$212933

#### 18.4.2. Método del costo uniforme equivalente

En este caso se convierte el valor presente en un costo anual uniforme en el período de análisis. Se usa esta fórmula:

$$EUAC = PW \frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \quad (18.3)$$

Para el ejemplo, el EUAC es:

$$EUAC = \$212933 \frac{0.05(1+0.05)^{20}}{(1+0.05)^{20} - 1} = \$17091/\text{año}$$

#### 18.4.3. Período de análisis

Es el tiempo en el cual se debe hacer el análisis. En el caso de volúmenes altos de tránsito, el período de análisis es de 20 a 50 años y para caminos de bajo volumen de tránsito es de 15 a 25 años. Para trabajos de rehabilitación, el período es menor y se toman de 10 a 20 años.

Para usar el método del valor presente, todos los períodos de análisis de las distintas alternativas deben ser los mismos. Cuando se quiere comparar un pavimento de hormigón que se supone que va a durar mucho más que uno de concreto asfáltico, se puede hacer lo siguiente:

1) Considerar que cada alternativa se repita tantas veces como sea posible para que todas las alternativas tengan el mismo período de análisis. Por ejemplo, sea un pavimento de hormigón que se ha proyectado para 18 años y uno de concreto asfáltico para 12. Ambas alternativas pueden ser comparadas en un período de análisis de 36 años, en el cual el pavimento de

hormigón se ha repetido una vez y el de concreto asfáltico dos veces. Con esto pueden hacerse las comparaciones. Sin embargo, la cantidad de dinero usada en el análisis no será la que realmente se piensa gastar en el proyecto.

2)Adicionar trabajos de rehabilitación en una o más alternativas para igualar las vidas. En el ejemplo citado, el pavimento de concreto asfáltico, que tiene una vida útil de 12 años, se le hace un refuerzo para que dure 6 años más y tenga así  $12+6=18$  años, que es el período de vida útil previsto para el pavimento de hormigón. Este método aparece como más realista frente al del mínimo común múltiplo explicado en 1.

3)Se consideran las distintas alternativas con sus respectivas vidas útiles. En general se toma como período de análisis la menor de todas y se analizan las demás alternativas con una vida remanente. En el ejemplo citado, el período de análisis será de 12 años (concreto asfáltico) y se analiza la alternativa en hormigón a 12 años, pero con una vida remanente de 6 años. Esta vida remanente debe ser expresada en dinero, y es lo que se conoce como valor residual del pavimento (salvage value).

Se requiere mucha experiencia y conocimiento sobre el tema para adaptar las distintas alternativas de diseño para que puedan ser comparadas en iguales períodos de análisis usando el método del valor presente. La alternativa es comparar los costos anuales uniformes equivalentes dado que no hace falta considerar iguales períodos de análisis ni los tipos de estimaciones ya descriptos. Dado que el método EUAC no necesita adaptar costos o vidas, es el método preferido para el análisis económico entre alternativas con distintas vidas útiles.

#### **18.4.4. Período de vida útil**

El período de vida útil es el tiempo entre la entrada en servicio de una alternativa y el tiempo en que es necesaria una rehabilitación. No necesariamente tiene que ser igual al período de diseño. Este último es el tiempo que se supone tiene que resistir el pavimento, mientras que el período de vida útil es el tiempo que realmente resiste.

#### **18.4.5. Tasa de descuento**

Es la diferencia entre la tasa bancaria de interés y la tasa de inflación usando una moneda constante. Mediante esta tasa se pueden transformar costos en el futuro en costos actuales. La AASHTO recomienda usar valores entre el 3 y el 5% anual.

### **18.5. Selección de la alternativa de diseño más favorable**

Una vez que se han desarrollado las distintas alternativas factibles para un proyecto, se deben evaluar éstas y elegir la más conveniente. Lo que se explicará a continuación no es absoluto ya que es necesario complementarlo con una buena dosis de criterio ingenieril.

### **18.5.1. Factores restrictivos**

La selección de la mejor alternativa debe hacerse sobre la base de ciertas condiciones restrictivas tales como tránsito, suelos, clima, control de tránsito durante la construcción, cierre de trochas, materiales disponibles y equipos. Estas condiciones pueden hacer que la alternativa elegida no sea necesariamente la de más bajo costo operativo.

## **18.6. Costo de operación de un pavimento**

El costo de operación puede dividirse en dos categorías:

a) Costos de la repartición vial

- Construcción inicial

- Mantenimiento futuro y rehabilitación

- Valor residual

b) Costos del usuario

- Demora por corte en la trocha durante la construcción

- Costos extras por incremento de la rugosidad (operativos de vehículos, accidentes, tiempos de viaje, etc.)

### **18.6.1. Costos iniciales**

Son los costos de diseño y construcción. Si los costos de diseño son aproximadamente los mismos, se pueden ignorar y considerar sólo los de construcción. Además, si los costos de limpieza y excavación, señalamiento, control de tránsito son iguales en cada alternativa, pueden omitirse en el análisis del costo. Los costos iniciales incluyen también proyectos previos, préstamos previos y otros antecedentes.

### **18.6.2. Mantenimientos futuros y costos de rehabilitación**

Este ítem entra también en el costo de operación. La experiencia previa, en un proyecto similar puede ser muy útil.

El costo de mantenimiento y de rehabilitación están directamente influenciados por la forma en que se comporta el pavimento, lo cual es en principio, difícil de estimar. Además los tiempos en los que se harán mantenimiento y rehabilitación tienen un gran peso en el valor final del costo, dado que éste aumenta cuando baja la calidad del pavimento.

### **18.6.3. Valor residual**

Es el valor que tiene el pavimento al final de su período de análisis y puede ser positivo o negativo. Es positivo cuando el pavimento es aún útil y es negativo si es más costoso remover el material y depositarlo de lo que realmente vale.



El valor residual está relacionado con la vida remanente del pavimento. Si todas las alternativas tienen el mismo valor residual, el mismo puede ser despreciado. Es importante tenerlo en cuenta, en cambio, cuando la vida útil de las distintas alternativas es diferente.

## **18.7.Evaluación de factores de decisión**

El método del costo de operación del pavimento debe ser el factor dominante en la selección de las distintas alternativas de diseño. No obstante, hay otros factores de decisión que pueden influenciar la selección de una alternativa de diseño. En algunos casos, estos factores pesan mucho en el proceso de decisión y aún obvian las consideraciones de costo. En otros casos, cuando el análisis económico no muestra una ventaja clara para alguna alternativa, estos factores pueden ser usados para ayudar en el proceso de selección. Estos factores de decisión incluyen:

- Gestión global de la red de caminos (políticas, fondos disponibles para proyectos)
- Opciones para rehabilitaciones futuras y necesidades.
- Volumen de tránsito (livianos y pesados).
- Costo de construcción inicial.
- Requerimientos de mantenimiento futuro.
- Control de tránsito durante la construcción.
- Conservación de materiales y energía.
- Problemas de fundaciones.
- Problemas climáticos.
- Comportamiento de pavimentos similares en el área.
- Disponibilidad de materiales locales y capacidad de contratistas.
- Seguridad de los trabajadores durante la construcción.
- Incorporación de características experimentales.

En el ejemplo que se da a continuación se verá cómo usar este criterio. Los factores de decisión no necesariamente deben ser expresados en unidades monetarias. El proceso a seguir es:

1-Se desarrollan alternativas de diseño para un período de análisis dado. En el ejemplo de tabla 18.2 se usan 10 alternativas.

2-Se seleccionan factores de decisión considerados importantes. En el ejemplo son: costo inicial, duración de la construcción, vida en servicio, reparaciones y mantenimiento, condiciones de rodadura y orientación de tránsito y diseño justificado de acuerdo al clima.

3-Cada factor de decisión debe ser pesado y los que tienen más importancia se le asignará un valor mayor. La suma de estos factores debe dar 100. Estos pesos se colocan en la fila correspondiente a importancia relativa.

4-Luego se califica cada alternativa en forma independiente de los factores de decisión usando una escala de 0 a 100. La calificación se basa en las características particulares de cada alternativa.

Tabla 18.2

	Costo inicial		Duración de la construcción		Vida en servicio		Reparación y mantenimiento		Condiciones de rodadura y orientación de tránsito		Diseño justificado de acuerdo al clima		Calificación total	Clasificación
Importancia relativa	20%		20%		25%		15%		5%		15%		100%	
Alternativa 1	60	12	60	12	100	25	80	12	90	4.5	100	15	80.5%	1
Alternativa 2	60	12	60	12	100	25	80	12	90	4.5	100	15	80.5%	1
Alternativa 3	60	12	60	12	70	18	50	7.5	60	3	40	6	58.0%	5
Alternativa 4	60	12	60	12	70	18	50	7.5	60	3	40	6	58.0%	5
Alternativa 5	60	12	40	8	100	25	80	12	100	5	90	14	75.5%	2
Alternativa 6	60	12	80	6	40	10	20	3	40	2	20	3	44.0%	8
Alternativa 7	40	8	60	12	40	10	50	7.5	50	2.5	30	4.5	44.5%	7
Alternativa 8	70	14	80	16	60	13	50	7.5	80	4	40	6	60.0%	4
Alternativa 9	100	20	100	20	20	5	20	3	40	2	40	6	56.0%	6
Alternativa 10	30	6	60	12	100	25	100	15	100	5	30	4.5	67.5%	3

5-Se multiplica esta calificación por el peso de los factores de decisión y se colocan los resultados en la columna de calificación total.

6-La alternativa que logra la calificación más alta es la más conveniente. En el ejemplo de tabla 18.2 las mejores alternativas son la 1 y la 2.

## 18.8.Problemas

18.8.1.Se consideran dos alternativas en un período de análisis de 40 años. La primera alternativa consiste en reconstruir el pavimento cuando alcanza la falla. La segunda consiste en una restauración y recapado antes de alcanzar la falla. Los costos de la primera alternativa son: \$400000 para la construcción inicial y \$400000 a los 20 años. Los costos de la segunda alternativa son: \$400000 para la construcción inicial y \$100000 en los años 10, 20 y 30. Los valores residuales de ambas alternativas son iguales, por lo que se eliminan. Determinar el valor presente PW y el costo anual uniforme equivalente EUAC. Usar una tasa de descuento del 4% anual.

El valor presente de la rehabilitación a los 20 años es:

$$PW=400000 \frac{1}{(1+0,04)^{20}} = \$182555$$

$$\text{Valor presente}= 400000+182555=\$582555$$

El costo anual uniforme equivalente es:

$$EUAC = 582555 \frac{0,04(1+0,04)^{20}}{(1+0,04)^{20}-1} = \$42865$$

Para la segunda alternativa, los valores presentes de las restauraciones son:

$$10 \text{ años: } PW = 100000 \frac{1}{(1+0,04)^{10}} = \$67556$$

$$20 \text{ años: } PW = 100000 \frac{1}{(1+0,04)^{20}} = \$45639$$

$$30 \text{ años: } PW = 100000 \frac{1}{(1+0,04)^{30}} = \$30832$$

$$\text{Valor presente total} = 400000 + 67556 + 45639 + 30832 = \$544027$$

El costo uniforme equivalente es:

$$EUAC = 544027 \frac{0,04(1+0,04)^{20}}{(1+0,04)^{20}-1} = \$40030$$

18.8.2. Se proponen dos alternativas para un mismo proyecto. La primera tiene un costo inicial de construcción de \$800000, un costo de rehabilitación de \$200000 a los 20 años y un valor residual de \$100000 a los 30 años. La segunda alternativa tiene un costo inicial de \$600000, costos de rehabilitación de \$300000 y \$200000 a los 12 y 22 años y un valor residual de \$60000 a los 30 años. Usar una tasa de descuento del 3%.

#### Alternativa 1

Rehabilitación a los 20 años:

$$PW_1 = 200000 \frac{1}{(1+0,03)^{20}} = \$110735$$

Valor residual a los 30 años:

$$PW_2 = 100000 \frac{1}{(1+0,03)^{30}} = \$41199$$

$$PW_{\text{total}} = 800000 + 110735 - 41199 = \$869536$$

#### Alternativa 2

Rehabilitación a los 12 años:

$$PW_1 = 300000 \frac{1}{(1+0,03)^{12}} = \$ 210414$$

Rehabilitación a los 22 años:

$$PW_2 = 200000 \frac{1}{(1+0,03)^{22}} = \$ 104379$$

Valor residual a los 30 años:

$$PW_3 = 60000 \frac{1}{(1+0,03)^{30}} = \$ 24719$$

$$PW_{\text{total}} = 600000 + 210414 + 104379 - 24719 = \$890074$$

La alternativa 1 tiene el menor costo de operación.

Si la tasa de descuento es del 5%:

Alternativa 1

Rehabilitación a los 20 años:

$$PW_1 = 200000 \frac{1}{(1+0,05)^{20}} = \$ 75378$$

Valor residual a los 30 años:

$$PW_2 = 100000 \frac{1}{(1+0,05)^{30}} = \$ 23138$$

$$PW_{\text{total}} = 800000 + 75378 - 23138 = \$852240$$

Alternativa 2

Rehabilitación a los 12 años:

$$PW_1 = 300000 \frac{1}{(1+0,05)^{12}} = \$ 167051$$

Rehabilitación a los 22 años:

$$PW_2 = 200000 \frac{1}{(1+0,05)^{22}} = \$ 68370$$

Valor residual a los 30 años:

$$PW_3 = 60000 \frac{1}{(1+0,05)^{30}} = \$ 13883$$

$$PW_{total} = 600000 + 167051 + 68370 - 13883 = \$821538$$

En este caso la segunda alternativa tiene el menor costo operativo. Se ve cómo las inversiones iniciales más altas son beneficiosas con tasas de descuento bajas.

18.8.3. Un tramo de 3,2 Km de un camino tiene dos trochas en cada dirección. El paquete estructural consta de 150 mm de grava, 300 mm de piedra partida, 150 mm de base tratada con asfalto y 120 mm de concreto asfáltico. El ancho de cada trocha es de 3,65 m y hay un separador central. Se plantean hacer dos rehabilitaciones, en la primera se colocarán 100 mm de refuerzo de concreto asfáltico y en la segunda 120 mm de concreto asfáltico en todo el espesor. El período de análisis del proyecto es de 40 años y la tasa de descuento del 5%.

Datos de entrada

a) Construcción inicial

- Período de vida útil del pavimento= 20 años
- Costos de mantenimiento \$700/año, comenzando a los 7 años
- Incremento en costos de mantenimiento=0%
- Precio de los ítems
- Concreto asfáltico \$122,35/tn,  $\delta = 2240 \text{ Kg/m}^3$
- Base tratada con asfalto \$108,40/tn,  $\delta = 2150 \text{ Kg/m}^3$
- Piedra partida \$9,61/tn,  $\delta = 1920 \text{ Kg/m}^3$
- Grava \$8,14/tn,  $\delta = 1970 \text{ Kg/m}^3$
- Limpieza \$20000

b) Primera rehabilitación

- Vida útil= 12 años
- Costos de mantenimiento= \$2500/año, comenzando a los 24 años
- Incremento en costos de mantenimiento=2%
- Precios de los ítems:
- Sellado de fisuras en el concreto asfáltico = 610 m, precio \$3,05/m
- Reparación de base= 32 \$107,23 c/u
- Bacheo = 28 \$78,27 c/u
- Control de tránsito = \$ 20000
- Refuerzo de concreto asfáltico \$123,35/tn,  $\delta = 2240 \text{ Kg/m}^3$

c) Segunda rehabilitación

- Vida útil= 8 años
- Costos de mantenimiento= \$2900/año, comenzando a los 35 años
- Incremento en costos de mantenimiento=3%
- Precios de los ítems:
- Sellado de fisuras en el concreto asfáltico = 1250 m (4100 pies), precio \$3,67/m
- Fresado de concreto asfáltico= \$0,00258/m<sup>3</sup>mm. Profundidad de fresado= 10 mm

- Bacheo = 48 \$82,79 c/u
- Control de tránsito = \$ 25000
- Refuerzo de concreto asfáltico \$135,59/tn,  $\delta = 2240 \text{ kg/m}^3$
- Valor residual
- Reciclado del concreto asfáltico \$85000 a los 40 años

Haciendo uso del programa DARWin determinar el costo total del proyecto empleando el valor neto presente (NPV) y el costo por kilómetro y por trocha usando el costo anual uniforme equivalente (EUAC).

Solución:

El primer paso es crear un archivo con pagos de ítems en las cantidades necesarias a lo largo del período de análisis. Luego deben entrarse las dimensiones del proyecto y las de la trocha y banquetas. A continuación se entran los costos inicial y de rehabilitaciones en sus respectivas pantallas de entrada. Los costos iniciales de construcción están indicados en fig. 18.2. En las figs 18.3 y 18.4 se indican los costos de las rehabilitaciones 1 y 2 respectivamente. En las figs. 18.5, 18.6 y 18.7 se indican los costos de construcción inicial, de primera rehabilitación y de segunda rehabilitación, discriminados por ítem. En la fig. 18.8 se indica un resumen de todos los costos y NPV tomando como base los costos para una dirección. El costo total del proyecto usando el NPV es \$1190298. El costo por trocha y por kilómetro usando el EUAC es \$21678 (fig. 18.9).

¿Qué pasa si la tasa de descuento en el período de análisis es 3% o 7%?

Si es del 3%, el costo total (usando el NPV) es \$1344888, con un incremento de \$154590.

Con una tasa del 7%, el costo total sería de \$1097276, o sea un decremento de \$93022. Estas diferencias son sólo por un cambio en los costos de rehabilitación y de valor residual. dado que el costo inicial de la construcción está en dólares presentes, la tasa de descuento no afecta los costos.

¿Qué ocurriría si la primera rehabilitación durara 10 años en lugar de 12?

Cambiando el período de vida útil para la primera rehabilitación a 10 años y llevando la segunda rehabilitación al año 30, el costo pasa a \$1200242, con un incremento de sólo \$9944. Esto sólo se debe a un cambio en los costos de rehabilitación. Por lo tanto, no es esencial predecir en forma precisa la vida útil del pavimento.





Inicio Explorando - Manual98 Ami Pro - [COSTOS.SAM] AASHTOWare DARW 16:22

**AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO**

File Edit View Calculate Design Options W

**Maintenance Costs for Rehabilitation #1**

Description: Ejercicio 18.8.3

Year Maintenance Costs Begin: 2022

Annual Maintenance Costs (cost/lane km): 2,500.00

Annual Percent Increase in Maintenance Costs: 2

Calculated Maintenance Costs (One Direction) (Discounted to Year 2018): 47,678.03

Summary Initial Construction Rehabilitation

Construction Phase: Rehabilitation #1

Description: Primera rehabilitación

Rehabilitation Year: 2018 Performance Period (years): 12

Cost Information

	Costs at Year of Rehabilitation (One Direction)	Net Costs*
Construction	DARWin Calculated 347,590.17	131,003.08
Maintenance	DARWin Calculated 47,678.03	17,969.35
Total	395,268.21	148,972.43

\*Using NPV on a basis of total costs for one direction

Fig. 18.3. Pantalla para costos de rehabilitación en primera etapa

Inicio Explorando - Mrua199 Ami Pro - [COSTOS.SAM] AASHTOWare DARW... 16:24

AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93

File Edit View Calculate Design Options Window

Description:  
Ejercicio 18.8.3

Summary Initial Construction Rehabilitation

Construction Phase: Rehabilitation #2

Description: Segunda rehabilitación

Rehabilitation Year: 2030 Performance Period (years): 8

Cost Information

	Costs at Year of Rehabilitation (One Direction)		Net Costs*
Construction	DARWin Calculated	459,558.96	96,445.88
Maintenance	DARWin Calculated	38,583.94	8,097.46
Total		498,142.90	104,543.34

\*Using NPV on a basis of total costs for one direction

Maintenance Costs for Rehabilitation #2

Year Maintenance Costs Begin: 2033

Annual Maintenance Costs (cost/lane km): 2,900.00

Annual Percent Increase in Maintenance Costs: 3

Calculated Maintenance Costs (One Direction) (Discounted to Year 2030): 38,583.94

OK Cancel Clear

Fig. 18.4. Pantalla para costos de rehabilitación en segunda etapa

Inicio Explorando - Mhual98 Ami Pro - [COSTOS.SAM] AASHTOWare DARW 16:27

AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93-Año 1998.dwp

File Construction Costs for Initial Construction

Traffic Lane Outer Shoulder Pay Items

Pay Items

Name	Lane	Layer	Unit	Unit Cost	Quantity	Total Cost
AC Surface, Class A	T.L.	1	metric ton	122.35	3,140	384,128.10
ATB	T.L.	2	metric ton	108.04	3,922	423,689.66
Aggregate Base -- crushed stone	T.L.	3	metric ton	9.61	7,557	72,623.92
Aggregate Subbase -- gravel	T.L.	4	metric ton	8.14	4,019	32,713.03
Clearing	T.L.	NA	lump sum	20,000.00	1	20,000.00

Non Discounted Costs (One Direction)

Traffic Lane 933,154.72 Inner Shoulder 0.00

Miscellaneous 0.00 Outer Shoulder 0.00

Total Non Discounted Cost (One Direction) 933,154.72

OK Cancel Clear

Fig. 18.5. Pantalla para precios de ítems de construcción inicial

Inicio | Explorando - Manual98 | Ami Pro - [COSTOS.SAM] | AASHTOWare DARW... 16:29

AASHTOWare DARWin - Curso AASHTO '93 Año 1998.dwp

File Construction Costs for Rehabilitation #1

Traffic Lane | Outer Shoulder | Pay Items

Pay Items

Name	Lane	Layer	Unit	Unit Cost	Quantity	Total Cost
AC overlay 1	T.L.	1	metric ton	122.35	2,616	320,106.75
AC Crack Sealing 1	T.L.	1	each	3.05	610	1,860.50
Base repairs	T.L.	1	each	107.23	32	3,431.36
Hot-Mix AC Patch 1	T.L.	1	each	78.27	28	2,191.56
Traffic control 1	T.L.	NA	lump sum	20,000.00	1	20,000.00

Non Discounted Costs (One Direction)

Traffic Lane	347,590.17	Inner Shoulder	0.00
Miscellaneous	0.00	Outer Shoulder	0.00

Total Non Discounted Cost (One Direction) 347,590.17

OK Cancel Clear

Fig. 18.6. Pantalla para precios de ítems de primera rehabilitación

Inicio Explorando - Mnu98 Ami Pro - [COSTOS.SAM] AASHTOWare.DARW 16:30

AASHTOWare.DARWin - Curso AASHTO '93-Año 1998.dwp

File Construction Costs for Rehabilitation #2

Traffic Lane Outer Shoulder Pay Items

Pay Items

Name	Lane	Layer	Unit	Unit Cost	Quantity	Total Cost
AC overlay 2	T.L.	1	metric ton	135.59	3,140	425,636.19
AC Crack Sealing 2	T.L.	1	each	3.67	1,250	4,587.50
Hot-Mix AC Patch 2	T.L.	1	each	82.79	48	3,973.92
Traffic control 2	T.L.	1	lump sum	25,000.00	1	25,000.00
AC Cold Milling	T.L.	Milling	sq m-mm	0.00	116,800	301.34

Non Discounted Costs (One Direction)

Traffic Lane	459,558.96	Inner Shoulder	0.00
Miscellaneous	0.00	Outer Shoulder	0.00

Total Non Discounted Cost (One Direction) 459,558.96

OK Cancel Clear

Fig. 18.7. Pantalla para precios de ítems de segunda rehabilitación



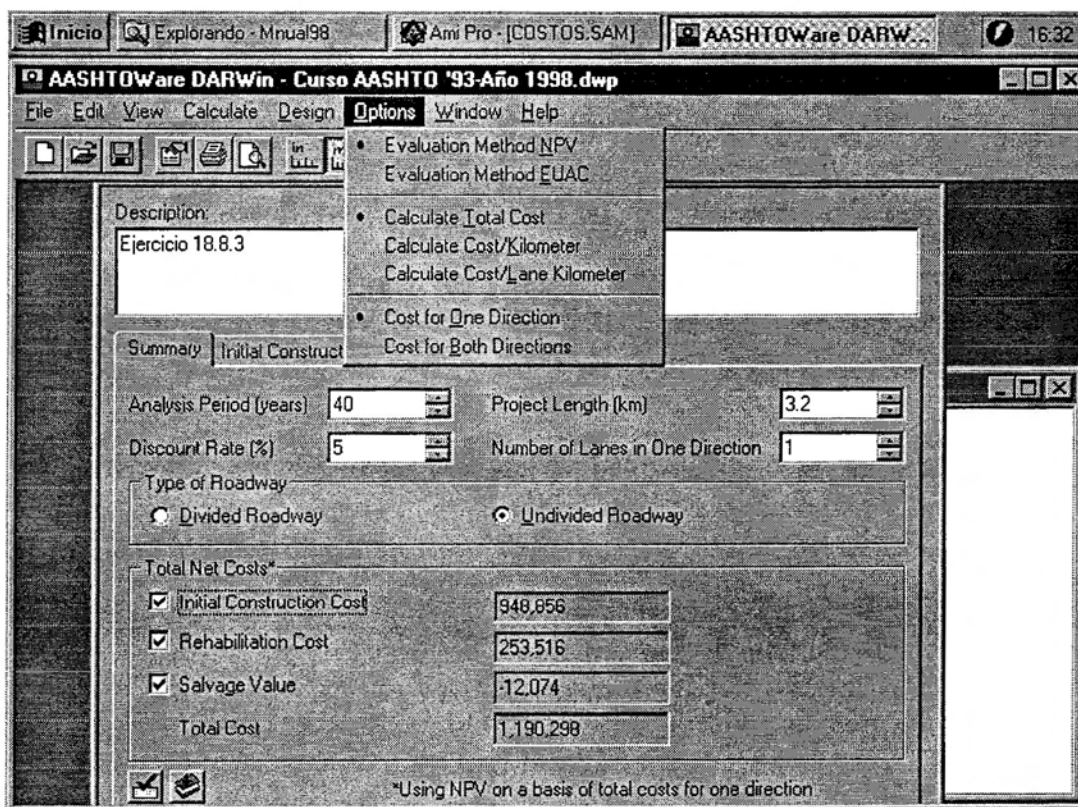


Fig. 18.8. Pantalla mostrando el costo total usando el NPV

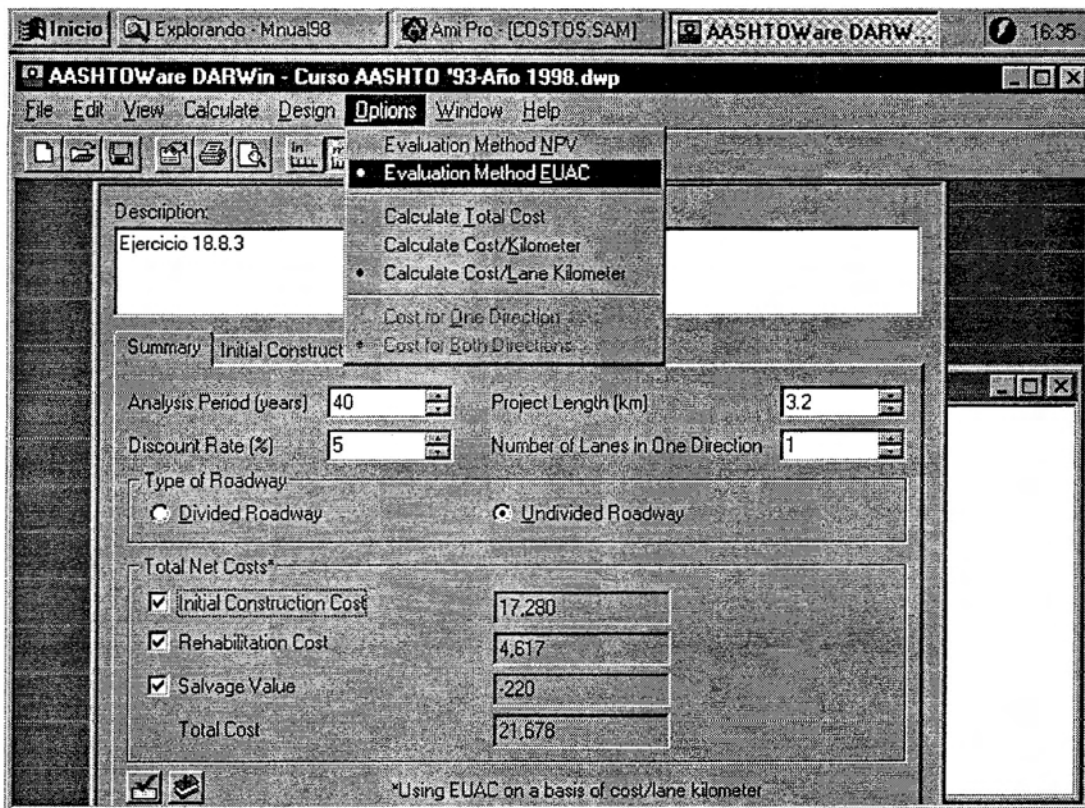


Fig. 18.9. Pantalla mostrando el costo por trocha y por Km usando el EUAC

## ANEXO A-1

### Un examen del Factor de Vida Remanente del AASHTO

*Traducido del artículo "An Examination of the AASHTO Remaining Life Factor" de Robert P. Elliott por el Ing. Oscar V. Cordo - EICAM - UNSJ*

*La Guía de Diseño AASHTO 86 introdujo el "factor de vida remanente" que se aplica para el diseño de refuerzos de pavimentos. En este artículo se hace un análisis de este factor para determinar su aplicabilidad. El examen hecho muestra incongruencias en los diseños de refuerzos determinados usando el factor de vida remanente de AASHTO. Una investigación posterior reveló que el factor de vida remanente debe tener un valor igual a 1,0 para todas las situaciones de diseño de refuerzos. Como resultado de este análisis se recomienda revisar el método de diseño de refuerzos según AASHTO para excluir estas consideraciones de vida remanente.*

#### A.1.1. Introducción

En 1986, la Guía de Diseño AASHTO introdujo el concepto de vida remanente que se aplica al diseño de refuerzos. Este concepto se basa en el razonamiento de que la capacidad estructural del pavimento disminuye con las aplicaciones de cargas. Para un pavimento reforzado, la capacidad estructural del pavimento original es una función de las cargas aplicadas antes y después de la colocación del refuerzo. En la forma en que lo presenta AASHTO, el concepto de vida remanente requiere que el espesor de refuerzo sea seleccionado considerando la vida remanente del pavimento en el momento del refuerzo y la vida remanente esperada cuando se aplica el refuerzo.

La ecuación de diseño de refuerzos flexibles mediante el concepto de vida remanente es:

$$SN_{ol} = SN_n - F_{RL} SN_{ef} \quad (1)$$

$SN_{ol}$  = número estructural requerido para el refuerzo

$SN_n$  = número estructural requerido a futuro, basado en el tránsito, condiciones de subrasante, etc.

$F_{RL}$  = factor de vida remanente, función del estado del pavimento previo a la colocación del refuerzo y el estado previsto al final de la vida útil de diseño.

$SN_{ef}$  = número estructural efectivo del pavimento existente en el momento de colocar el refuerzo.

El factor de vida remanente se determina mediante el gráfico de fig. 1, en el cual  $RL_x$  es la vida remanente del pavimento existente en el momento de colocar el refuerzo;  $RL_y$  es la vida remanente del pavimento con refuerzo al final de su vida útil. Como hecho curioso, se

nota en este gráfico que para bajos valores de  $RL_x$  y  $RL_y$  las curvas cambian de pendiente, pasando de ser decrecientes a ser crecientes. Debido a esta anomalía se inició una investigación para conocer su causa.

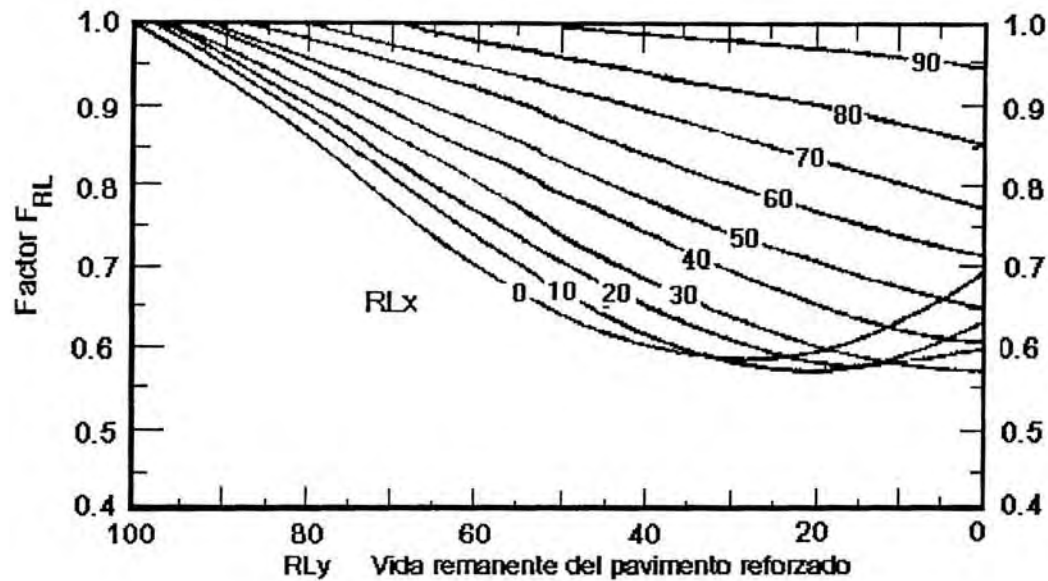


Fig. 1 Curvas de factor de vida remanente según AASHTO

La investigación demostró incongruencias en el diseño de refuerzos usando el concepto del factor de vida remanente y se sugirió que el  $F_{RL}$  debía ser siempre igual a la unidad para cualquier valor de vida remanente.

### A.1.2. Concepto de vida remanente

El factor de vida remanente fue desarrollado para usarlo en el diseño de refuerzos tendientes a mejorar la capacidad estructural de un pavimento existente. En este caso, la capacidad estructural requerida para el refuerzo,  $SN_{oi}$  es igual a la diferencia entre la capacidad estructural requerida para soportar el tránsito futuro,  $SN_n$ , y la capacidad estructural del pavimento existente,  $SN_{ef}$ . Se agrega, además, el factor de vida remanente,  $F_{RL}$ , para tener en cuenta el daño estructural del pavimento una vez colocado el refuerzo.

En la fig. 2 se ilustra el concepto de vida remanente usando el número estructural como parámetro de medición de capacidad estructural (pavimentos flexibles). La serviciabilidad del pavimento disminuye desde el valor inicial  $p_0$  hasta un valor final de falla  $p_f$  cuando han pasado  $N_f$  ejes tipo (18 kips).

Si antes de llegar a  $p_f$  se construye el refuerzo, el número de pasadas de ejes tipo hasta ese instante es  $x$  y la vida remanente de ese pavimento se puede definir como el número de aplicaciones de ejes adicionales para llevar al pavimento a una condición de falla, expresada como una fracción del número de aplicaciones de ejes que lleva a la rotura,  $N_f$ .

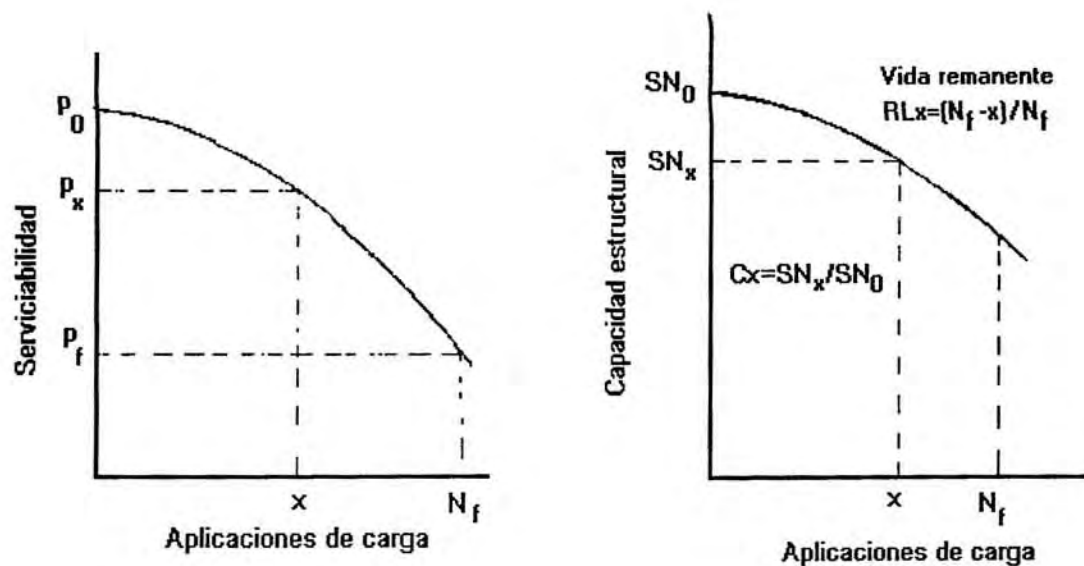


Fig. 2. Ilustración del concepto de vida remanente

$$RLx = (N_f - x) / N_f \quad (2)$$

La capacidad estructural del pavimento decrece desde  $SN_0$  hasta  $SN_{ef}$  y en el momento de colocar el refuerzo dicha capacidad estructural es  $SN_x$ . Se define el factor de condición del pavimento  $C_x$  así:

$$C_x = SN_x / SN_0 \quad (3)$$

Pero  $SN_x$  es la capacidad estructural efectiva  $SN_{ef}$  del pavimento en el instante de colocación del refuerzo, por lo que:

$$SN_{ef} = C_x SN_0 \quad (4)$$

En la Guía AASHTO 86 se desarrolló una relación entre  $C_x$  y  $RLx$  usando la ecuación de diseño de pavimentos flexibles. Se computaron valores de  $C_x$  y  $RLx$  para varios diseños basados en índices de serviciabilidad presentes  $p_f$  iguales a 1,5 y 2,5. Así se encontró esta expresión, que es la que mejor se adapta a los resultados obtenidos:

$$C_x = RLx^{0,165} \quad (5)$$

El primer paso en esta investigación fue tratar de reproducir esta relación. Se computaron valores de  $C_x$  y  $RLx$  para números estructurales que variaban entre 6,0 y 2,5, con un nivel de serviciabilidad  $p_f$  igual a 1,5 y 1,0. Como se ve en la fig. 3 estos valores concuerdan muy bien con la expresión (5) de AASHTO.

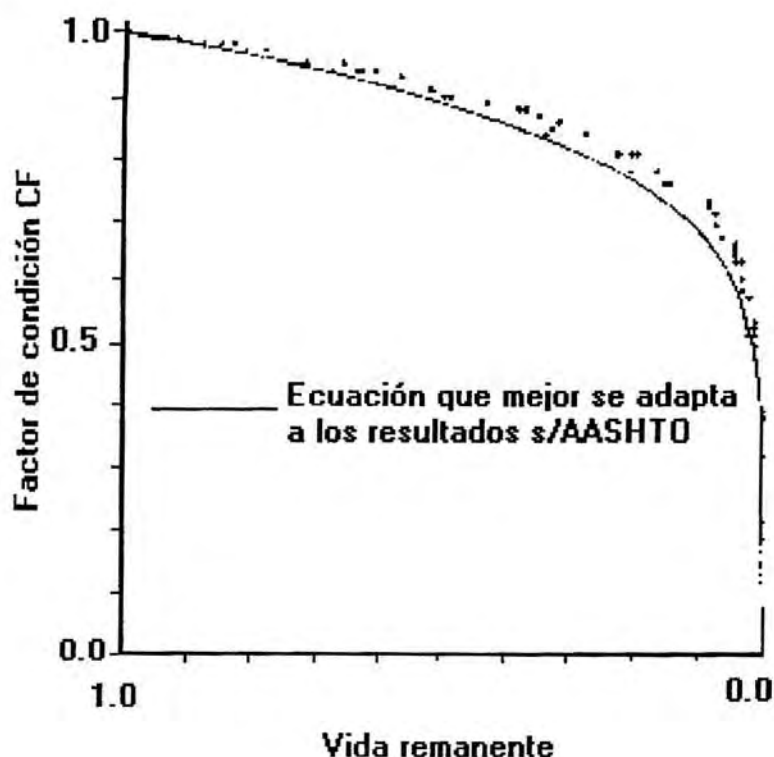


Fig. 3. Comparación entre los valores de las investigaciones y los de la ecuación de AASHTO

Sin embargo, el concepto de vida remanente de AASHTO no usa esta expresión. Aunque los valores de  $C_x$  obtenidos de la expresión (5) eran muy reales hasta valores de  $RL_x$  tan bajos como 0,005, se abandonó esta expresión porque  $C_x$  tendía a 0 cuando  $RL_x$  tendía a 0. Debido a esta causa, AASHTO usó esta expresión:

$$C_x = 1 - 0,7 e^{-(RL_x + 0,85)^2} \quad (6)$$

En la fig. 4 aparecen graficadas las expresiones (5) y (6). La expresión (6) da un valor no nulo para  $RL=0$  y además está definida para vidas remanentes negativas. Aunque el significado de una vida remanente negativa es poco claro, esta característica de la relación modificada es una parte necesaria, aunque quizás errónea, del método de aplicación de la vida remanente de AASHTO.

### A.1.3. Aplicación de la vida remanente a los refuerzos

La reducción de la capacidad estructural del pavimento reforzado es similar a la que se muestra en la fig. 2. Simplemente se debe cambiar  $SN_0$  por  $SN_n$  y  $x$  por  $y$ , y entonces la capacidad estructural del pavimento reforzado luego de " $y$ " pasadas de ejes tipo es:



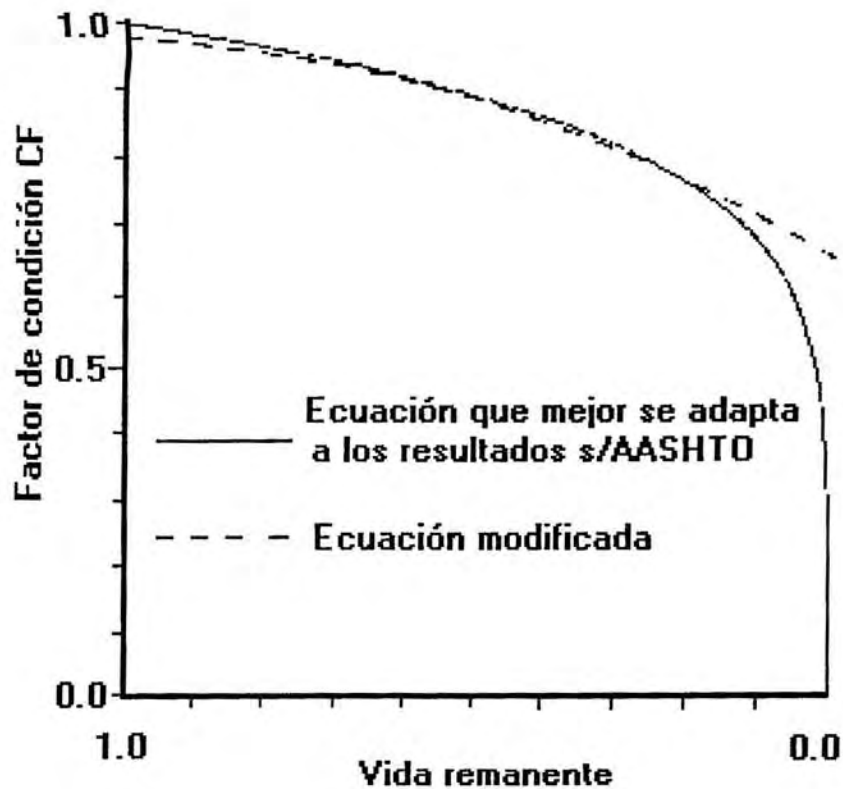


Fig.4. Comparación de la ecuación de AASHTO y su expresión modificada

$$SN_y = C_y SN_n \quad (7)$$

Sin considerar el factor de vida remanente  $F_{RL}$ ,  $SN_n$  es igual a  $SN_{ol} + SN_{er}$ , por lo tanto (7) puede ser escrita así:

$$SN_y = C_y SN_{ol} + C_y SN_{er} \quad (8)$$

AASHTO consideró que esta ecuación era incorrecta dado que el pavimento existente perdería capacidad estructural a una tasa mayor que la del refuerzo. Para corregir esta ecuación AASHTO estableció que  $C_y SN_{er}$  debería ser reemplazado por una expresión similar que incluyera el número estructural original,  $SN_0$ , y un factor de condición,  $C_{yx}$ , que es función del número de pasadas de ejes tipo (o vida remanente) antes y después del refuerzo. O sea:

$$C_{yx} = f(RL_x, RL_y) \quad (9)$$

y

$$SN_y = C_y SN_{ol} + C_{yx} SN_0 \quad (10)$$

A partir de ésto, AASHTO desarrolló una relación para  $F_{RL}$  en función de  $Cyx$ ,  $Cx$  y  $Cy$ :

$$F_{RL} = Cyx / (Cx Cy) \quad (11)$$

Ya se puede ver que la ecuación (8) incluía  $SN_0$  y una función del tránsito antes y después del refuerzo ( $Cx Cy$ ). Mediante la ecuación (4), se puede reemplazar  $SN_{ef}$  por  $Cx SN_0$  en (8), y se tiene:

$$SN_y = Cy SN_{ol} + Cx Cy SN_0 \quad (12)$$

Esta última expresión es muy interesante dado que  $Cx Cy$  especifica la pérdida estructural para el pavimento existente, mientras que no sucede lo mismo con  $Cyx$ . Pero para relacionarlo con  $F_{RL}$  es necesario asumir una relación arbitraria (Ver expresión (13) más adelante).

#### A.1.4. Curvas de factor de vida remanente

El segundo paso en esta investigación fue verificar las curvas de factor de vida remanente (fig. 1). Estas curvas se desarrollaron usando las ecuaciones (6) y (11). No obstante, como  $Cyx$  es una función de  $RLx$  y de  $RLy$ , AASHTO tuvo que asumir una relación entre ambas para poder aplicar la ecuación (6). Se asumió que la vida remanente combinada  $RLxy$  era igual a la vida remanente en el momento de colocar el refuerzo menos el daño  $dy$  durante el período en que el pavimento cuenta con el refuerzo.

Esto es:

$$RLxy = RLx - dy \quad (13)$$

Pero como  $dy = 1 - RLy$  se puede poner:

$$RLxy = RLx + RLy - 1 \quad (14)$$

En principio, esta consideración parece razonable. No obstante, ésta crea una dificultad que se incrementa cuando se sigue analizando el problema. Sustrayendo el daño completo hecho luego del refuerzo, parece que no se tiene en cuenta la reducción en la tasa de deterioro como consecuencia de las menores tensiones debidas al refuerzo. Además, dado que generalmente  $RLx$  y  $RLy$  son menores de 0,5, la vida remanente combinada es negativa, lo que es un absurdo. Finalmente, dado que el factor de condición responde a una expresión asumida, la ecuación (13) es una composición de expresiones asumidas a priori.

Pese a lo expresado, se verificó con (14), (6) y (11) que las curvas de fig. 1 responden a las mismas.

### A.1.5. Incongruencias en la aplicación

El tercer paso en la investigación consistió en la aplicación de los factores de vida remanente  $F_{RL}$  a ejemplos numéricos para ver los valores y tendencias que tenían lugar. Se eligió un número de pasadas de ejes tipo igual a  $5 \times 10^6$  y un número estructural efectivo  $SN_{ef} = 4,5$ . Se determinaron los números estructurales requeridos para valores finales de serviciabilidad entre 3,5 y 1,55. Se consideró como vida remanente  $RL_x$  del pavimento existente los valores: 0,0, 0,2 y 0,4.

El número estructural requerido  $SN_n$  y la vida remanente del refuerzo  $RL_y$  fueron computados usando la ecuación de diseño AASHTO con una serviciabilidad de falla igual a 1,5. Se consideró una confiabilidad  $R=50\%$  y un módulo resiliente de subrasante  $M_R=3000$  psi para reducir la ecuación a la resultante del Road Test de AASHTO y eliminar así efectos potenciales que resultarían de agregar otros niveles de confiabilidad y módulos. Los valores de  $F_{RL}$  fueron calculados en lugar de ser leídos directamente del gráfico de fig. 1 a los efectos de asegurar más exactitud en los cálculos.

Los resultados de los cálculos están en tabla 1 y graficados en fig. 5.

Tabla 1

			RLx=	0	RLx=	0,2	RLx=	0,4
p <sub>i</sub>	SN <sub>n</sub>	RLy	F <sub>RL</sub>	SN <sub>ol</sub>	F <sub>RL</sub>	SN <sub>ol</sub>	F <sub>RL</sub>	SN <sub>ol</sub>
3.50	6.65	.904	.988	2.20	.999	2.15	1.00	2.15
3.25	6.02	.904	.945	1.77	.967	1.67	.987	1.58
3.00	5.59	.827	.881	1.63	.919	1.45	.955	1.29
2.50	5.03	.603	.711	1.83	.773	1.55	.848	1.21
2.25	4.84	.465	.633	1.99	.689	1.74	.776	1.35
2.00	4.69	.317	.589	2.04	.616	1.92	.703	1.53
1.75	4.57	.167	.605	1.85	.576	1.98	.642	1.68
1.60	4.50	.062	.665	1.51	.578	1.90	.615	1.73
1.55	4.48	.029	.694	1.36	.586	1.84	.610	1.74

Los cambios de pendiente de fig. 5 muestran claramente las incongruencias. La mayor de todas es la pendiente negativa para  $p_i$  comprendidos entre 2,0 y 3,0. Esto es, a mayor  $p_i$  para el refuerzo (condición más exigente), se obtienen  $SN_{ol}$  menores (menor espesor).

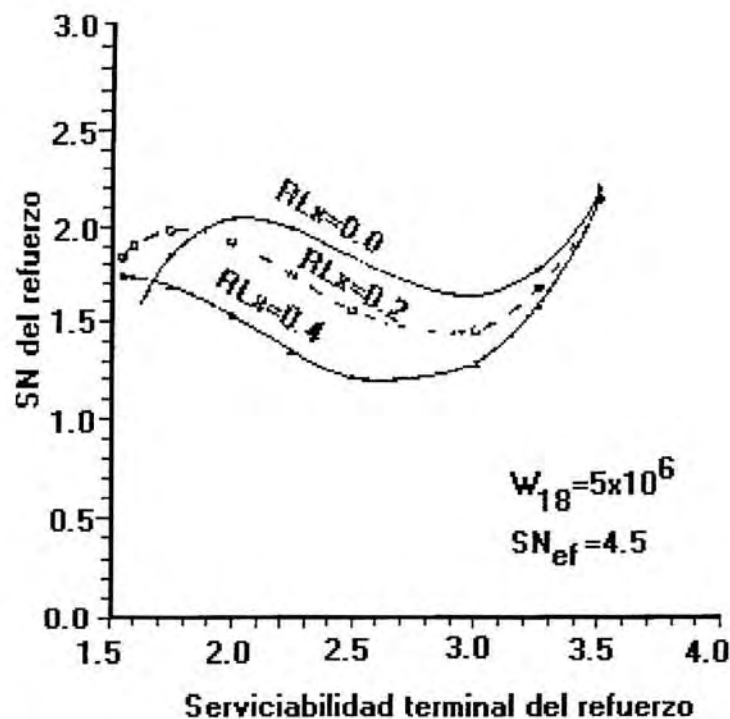


Fig. 5. Resultados de análisis de refuerzos usando el factor de vida remanente de AASHTO

#### A.1.6. Modificación al cálculo de refuerzos por el criterio de vida remanente

El paso final en la investigación fue identificar el problema con el concepto y desarrollar recomendaciones. La fuente aparente del problema era la combinación de consideraciones asumidas a priori, con la modificación de la relación Cx-RLx ((5) y (6)) y la relación de vida remanente combinada ((14)).

Se sugiere la siguiente alternativa a la fórmula (14). La curva de la fig. 6 representa una relación no definida aún entre C y RL. En el punto x se refuerza el pavimento y los valores del factor de condición y de vida remanente del pavimento existente son Cx y RLx respectivamente. Luego de colocado el refuerzo, el factor de condición C del pavimento existente continúa disminuyendo desde Cx, pero RL vale ahora 100. Esto se representa en figura 6 mediante una modificación de escala en el eje de abscisas.

Para el instante en que es necesario colocar un segundo refuerzo (y) los valores del factor de condición y de vida remanente son Cyx y RLy respectivamente. Una transformación de escala de RLy tomando como referencia la primera escala nos indica que:

$$RL_{xy} = RL_x RLy \quad (15)$$

Con esta ecuación no hay más vida remanente negativa. El razonamiento es similar al del individuo que camina cada día la mitad de lo recorrido el día anterior. Nunca llega a destino. Siempre y cuando se refuerce un pavimento previo a la falla, ésta no tiene lugar. El

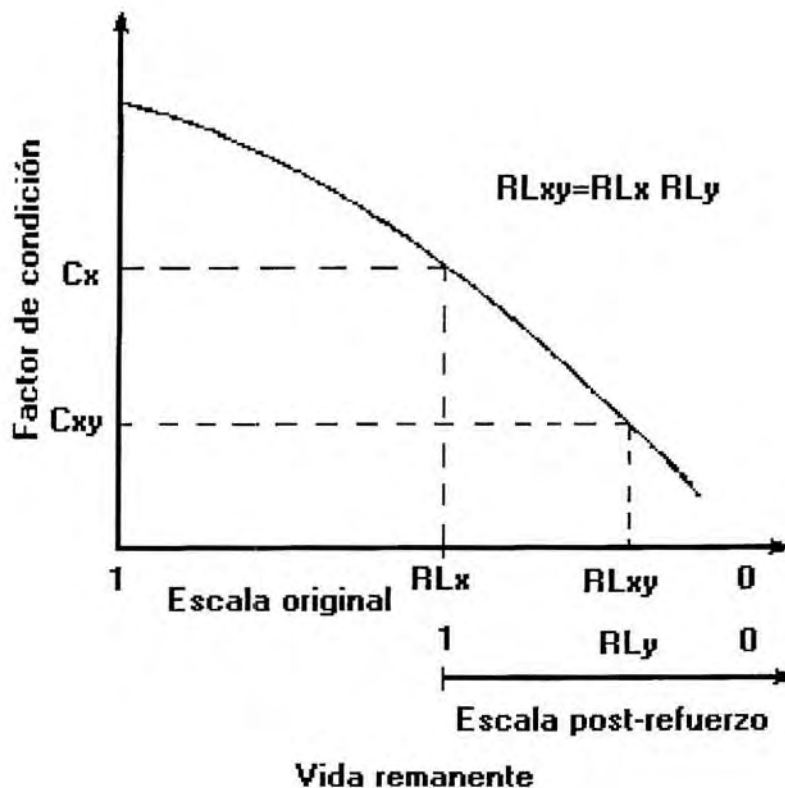


Fig. 6. Método propuesto para determinar  $C_{xy}$

material que queda bajo el refuerzo continúa deteriorándose, pero el refuerzo se diseña para disminuir la tasa de deterioro, por lo que la condición de falla se alcanza para todo el pavimento.

Las ecuaciones (15) y (11) fueron usadas para determinar los valores de  $F_{RL}$  en función de la relación C-RL de la ecuación (5) (original) y (6) (modificada). Con la relación original  $F_{RL}=1,0$  siempre. En efecto:

$$F_{RL} = C_{yx}/(C_x C_y) = (RL_{xy})^{0,165}/(RL_x^{0,165} RL_y^{0,165})$$

$$F_{RL} = (RL_x RL_y)^{0,165}/(RL_x RL_y)^{0,165} = 1,0 \quad (16)$$

Con la expresión modificada para C-RL (ecuación (6)), la expresión se complica un poco, pero excepto para valores muy bajos de  $RL_x$  y  $RL_y$ ,  $F_{RL}$  es aproximadamente igual a 1,0. Para valores de RL muy pequeños,  $F_{RL}$  se hace mayor que 1,0 (Si  $RL_x=RL_y=0,0$ ,  $F_{RL}=1,5$ ).

#### A.1.7. Otras dificultades

La incongruencia en la aplicación no es la única dificultad en el concepto de la vida remanente según AASHTO. Es necesario reconocer e investigar otras dificultades. La primera

de ellas es la aplicación de la ecuación de performance del Road Test de AASHO para establecer la condición de vida remanente.

La ecuación del Road Test es una relación empírica seleccionada para poder prever el comportamiento de los pavimentos. No es una relación teórica, es simplemente la mejor manera de expresar el comportamiento de pavimentos bajo cargas de tránsito que encontraron los investigadores afectados a las pruebas del Road Test. Aplicar esta ecuación para determinar la vida remanente de los pavimentos es una extrapolación muy significativa, mucho más allá de los datos disponibles y de los objetivos originales de la ecuación.

Además, como viene siendo aplicado, el concepto de vida remanente considera que todos los materiales experimentarán daños y pérdida estructural a igual tasa. Es concebible que en estado de rotura, una capa estabilizada sea reducida a una capa granular, mientras que una capa granular puede experimentar pequeños deterioros.

La tercera dificultad es con la confianza que se tiene en el número estructural. Muchos ingenieros viales e investigadores mostraron interés en este parámetro desde que fue definido. El concepto del número estructural considera que cada incremento en espesor de material provee una contribución igual a la capacidad estructural del pavimento, no importa cual sea el espesor total o la configuración total del pavimento. Muchos investigadores afirman que esto es erróneo.

El mencionar estas dificultades no implica abandonar el criterio del método AASHTO para diseño de refuerzos, sino simplemente alertar a los proyectistas de pavimentos de su existencia, por lo que debe seguirse investigando puesto que no se ha alcanzado una solución definitiva.

### **A.1.8. Conclusiones y recomendaciones**

La investigación ha demostrado que el concepto de vida remanente daba espesores de refuerzos viciados de error. La causa de esto parece debida a la composición de consideraciones usadas para deducir los gráficos de  $F_{RL}$  de fig 1. Una nueva manera de encarar el diseño de refuerzos aconseja tomar un valor  $F_{RL}=1,0$ . Como resultado, se recomienda que el diseño de refuerzos según AASHTO sea revisado para excluir consideraciones de vida remanente.



## ANEXO A-2

### Diseño de refuerzos según criterio AASHTO 93

A.2.1. Se tiene un pavimento existente sobre el cual han pasado  $4 \times 10^6$  ejes tipo de 80 kN (8,2 tn=18000 lbs). El paquete estructural está formado por:

Concreto asfáltico	8 cm
Base granular CBR=80%	15 cm
Sub base granular CBR=40%	20 cm
Total	43 cm

El pavimento se encuentra deteriorado. En efecto, de un análisis visual se determinan y cuantifican los siguientes tipos de fallas:

Tipo de falla	Severidad media	Alta severidad
Piel de cocodrilo	11%	8%
Fisuras transversales	13%	----

Se observa que a partir de la base granular no hay ningún tipo de daño.

Mediante ensayos no destructivos con plato de carga de 15 cm de radio (5,9 pulg), bajo una carga pulsante de 40 kN (4,1 tn o 9000 lbs) se determina que las deflexiones bajo el centro del mismo y a una distancia de 50 cm de ese centro son de 0,50 mm y 0,11 mm respectivamente. La temperatura de la mezcla asfáltica en el momento de las mediciones de deformaciones era de 35°C.

Determinar el espesor del refuerzo para que el pavimento pueda resistir  $5 \times 10^6$  pasadas adicionales de ejes tipo por los métodos de:

- a) Ensayos no destructivos
- b) Observación visual y cuantificación de fallas existentes.
- c) Criterio de la vida remanente.

Usar para el cálculo del refuerzo una confiabilidad  $R=80\%$ , un desvío standard  $S_o=0,49$  y una serviciabilidad final  $p_f=2,5$ .

El espesor del refuerzo responde a la expresión:

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}}$$

donde:

$SN_f$  = número estructural necesario para soportar el tránsito futuro previsto. En este caso  $W_{18}=5 \times 10^6$  ejes equivalentes.

$SN_{ef}$  = número estructural efectivo del pavimento en su estado actual deteriorado.

$a_{ol}$  = coeficiente estructural del refuerzo. En este caso vale 0,43 (concreto asfáltico).

Para el cálculo de  $SN_f$  es necesario el uso del ábaco de diseño AASHTO 86 o 93 o el empleo del programa DARWin. Una de las variables de entrada es el módulo resiliente de la subrasante, el cual se puede determinar mediante los resultados de ensayos no destructivos. La expresión que liga el módulo resiliente con la deflexión es:

$$M_R = \frac{C \times 0,24 \times P}{r \times d_r}$$

Reemplazando valores se tiene:

$$M_R = \frac{0,33 \times 0,24 \times 40 \text{ kN}}{0,50 \text{ m} \times 0,00011 \text{ m}} = 57600 \text{ kPa}$$

Para una confiabilidad  $R=80\%$ , un desvío standard  $So=0,49$ , una serviciabilidad final  $p_t=2,5$ ,  $W_{18}=5 \times 10^6$  y módulo resiliente de subrasante  $M_R=57600 \text{ kPa}$  se obtiene un número estructural  $SN=102 \text{ mm}$  (4,02 pulg). En la fig. A.2.1.1 se ve el resultado tal como aparece en pantalla usando el programa DARWin.

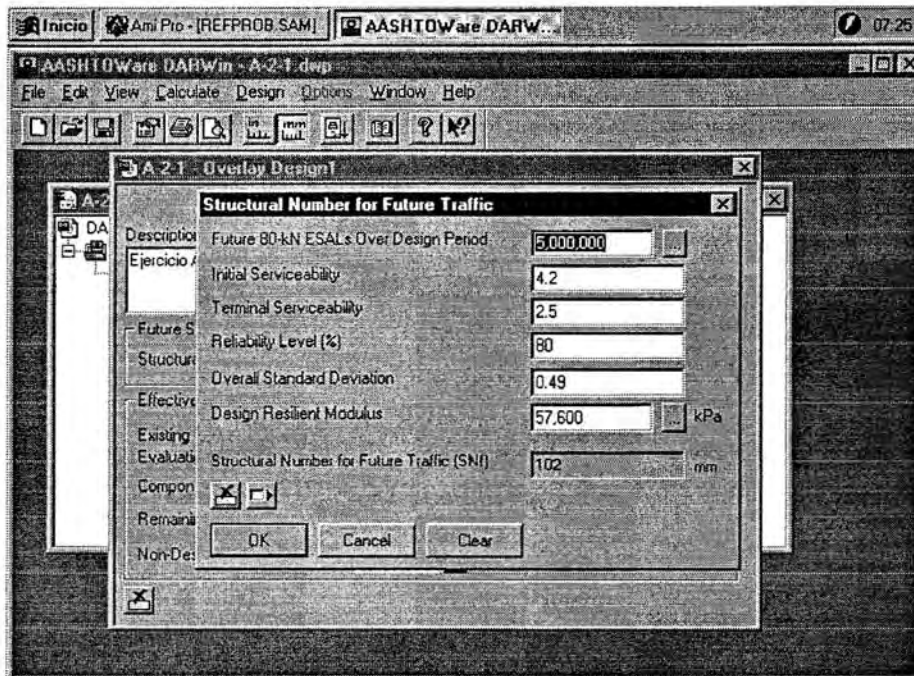


Fig. A.2.1.1. Determinación del  $SN_f$

En las figuras A.2.1.2 y A.2.1.3 se indican la entrada de datos y salida de resultados por pantalla usando el programa DARWin.

The screenshot shows the 'Backcalculation' dialog box in the DARWin software. The 'Data Sources' tab is active. The 'Deflection Data Set' is 'E: A-2-1'. The 'Total Pavement Thickness' is 430 mm, 'Resilient Modulus Correction Factor, C' is 0.33, and 'Existing AC Thickness' is 80 mm. The 'Base Type' is 'Granular'. A table of test data is shown below:

Drop	Test Type	Use	Load (N)	Temperature (C)	D0 (mu)	D1 (mu)
1	Center	<input checked="" type="checkbox"/>	40,000	35	500	110

Buttons at the bottom: OK, Cancel, Clear.

Fig. A.2.1.2. Datos de entrada para determinar el módulo resiliente de subrasante mediante NDT con DARWin

The screenshot shows the 'Backcalculation' dialog box in the DARWin software, with the 'Results' tab active. The 'Data Evaluation Basis' is 'Mean'. The 'Calculated Results' section shows:

- Subgrade Resilient Modulus (MR): 57,600 kPa
- Effective Pavement Modulus (Ep): 349,091 kPa
- Dynamic K value: kPa/mm

Buttons at the bottom: OK, Cancel, Clear, Export to Season.

Fig. A.2.1.3. Resultado obtenido del módulo resiliente mediante NDT con DARWin

En el cálculo del refuerzo la variable más difícil de determinar es  $SN_{er}$ . Para hacerlo hay tres caminos, que son las soluciones que se piden en este problema.

### a) Ensayos no destructivos

Mediante este tipo de ensayos y con la determinación de deformaciones en correspondencia con el centro del plato de carga y a una distancia suficientemente alejada del mismo pueden determinarse el módulo resiliente de la subrasante  $M_R$  y el módulo dinámico medio del paquete estructural  $E_p$ .

El módulo resiliente de la subrasante ya se conoce y vale  $M_R = 3 \times 57600 \text{ kPa} = 172800 \text{ kPa}$ . Es necesario aclarar que el  $M_R$  a usar en este análisis no está afectado por el coeficiente corrector  $C=0,33$  porque se van a comparar dos módulos dinámicos obtenidos con el NDT, el de la subrasante y el del paquete estructural. Para determinar el módulo  $E_p$  es necesario corregir en primer lugar la deflexión bajo el centro del plato de carga por efecto de temperatura. Para un espesor de capa asfáltica de 8 cm (3,1 pulg) y una temperatura de 35°C (95°F) se tiene, por gráfico de fig. 11.4, un factor de ajuste por temperatura de 0,85. Por lo tanto la deformación equivalente a 20°C (68°F) es:

$$0,85 \times 0,50 \text{ mm} = 0,43 \text{ mm} = 17,2 \text{ milipulg}$$

Con el gráfico de fig. 11.3, que se puede utilizar para conocer  $E_p$  dado que el radio del plato de carga es de 15 cm (5,9 pulg), se entra con  $M_R$  do/P y con el espesor total del pavimento se determina  $E_p/M_R$ . Como se conoce  $M_R$  se puede determinar  $E_p$ .

$$M_R \text{ do/P} = \frac{25290 \text{ psi} \times 17,2 \text{ milipulg}}{9000 \text{ lbs}} = 48,3$$

Como el espesor total del paquete es: 43 cm/2,54 cm/pulg=17 pulg, del gráfico de fig. 11.3 se obtiene  $E_p/M_R = 2,02$  y  $E_p = 2,02 \times 25290 = 51086 \text{ psi}$ .

Luego se emplea la expresión que liga el  $SN_{ef}$  con  $E_p$  que es:

$$SN_{ef} = 0,0045 \times D \times (E_p)^{1/3}$$

siendo D el espesor total del paquete en pulgadas.

Reemplazando valores se tiene:

$$SN_{ef} = 0,0045 \times D \times (E_p)^{1/3} = 0,0045 \times 17 \text{ pulg} \times (51086 \text{ psi})^{1/3} = 2,83 \text{ pulg}$$

Si se trabaja con unidades métricas se tiene:

$$M_R \text{ do/P} = \frac{172800 \text{ kPa} \times 0,043 \text{ cm}}{40 \text{ kN}} = 186$$

Como el espesor total del paquete es: 43 cm, del gráfico de fig. 11.3 se obtiene  $E_p/M_R = 2,02$  y  $E_p = 2,02 \times 172800 = 349056 \text{ kPa}$ .

Luego se emplea la expresión que liga el  $SN_{ef}$  con  $E_p$  que es:

$$SN_{ef} = 0,0024 \times D \times (E_p)^{1/3}$$

siendo D el espesor total del paquete en mm.

Reemplazando valores se tiene:

$$SN_{ef} = 0,0024 \times D \times (E_p)^{1/3} = 0,0024 \times 430 \text{ mm} \times (349056 \text{ kPa})^{1/3} = 73 \text{ mm}$$

En la fig. A.2.1.4 se muestra la salida con DARWin.

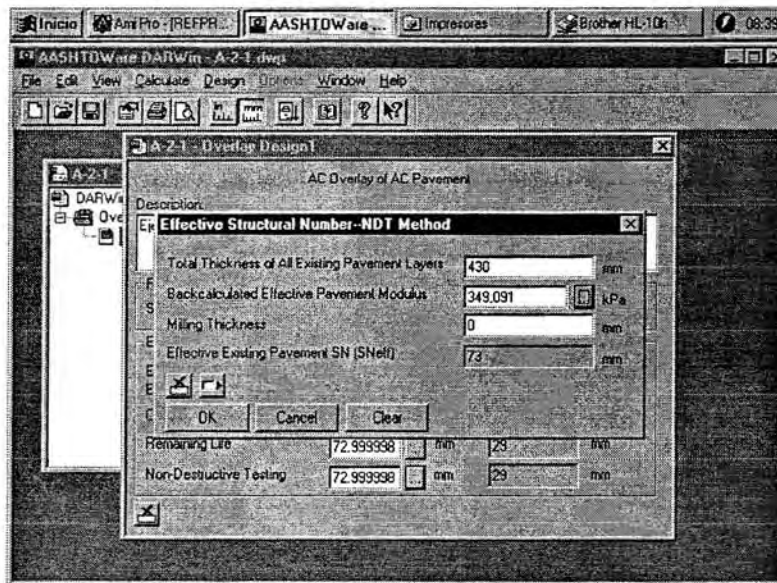


Fig. A.2.1.4. Determinación del número estructural efectivo mediante NDT con DARWin

y el espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}} = \frac{102 - 73}{0,43} = 67 \text{ mm} = 6,7 \text{ cm}$$

#### b) Observación visual y cuantificación de fallas existentes

En este caso se determina el  $SN_{ef}$  aplicando la fórmula de diseño:

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

donde los coeficientes estructurales  $a_i$  se encuentran minorados por efecto del deterioro. Estos coeficientes pueden obtenerse de tabla 11.1.

Los coeficientes de drenaje son:

$$m_2 = 1,20$$

$$m_3 = 1,00$$

Solamente se considera un coeficiente estructural minorado para la capa de concreto asfáltico, que es la única que está deteriorada. Se considera  $a_1 = 0,20$  ya que hay un 11% de piel de



cocodrilo de severidad media, un 8% de piel de cocodrilo de alta severidad y un 13% de fisuras transversales de severidad media. Para la base y subbase se toman:

$$a_2 = 0,15$$

$$a_3 = 0,11$$

$$SN_{ef} = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 = 0,20 \times 80 + 0,15 \times 1,20 \times 150 + 0,11 \times 1,00 \times 200 = 65 \text{ mm}$$

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}} = \frac{102 - 65}{0,43} = 86 \text{ mm} = 8,6 \text{ cm}$$

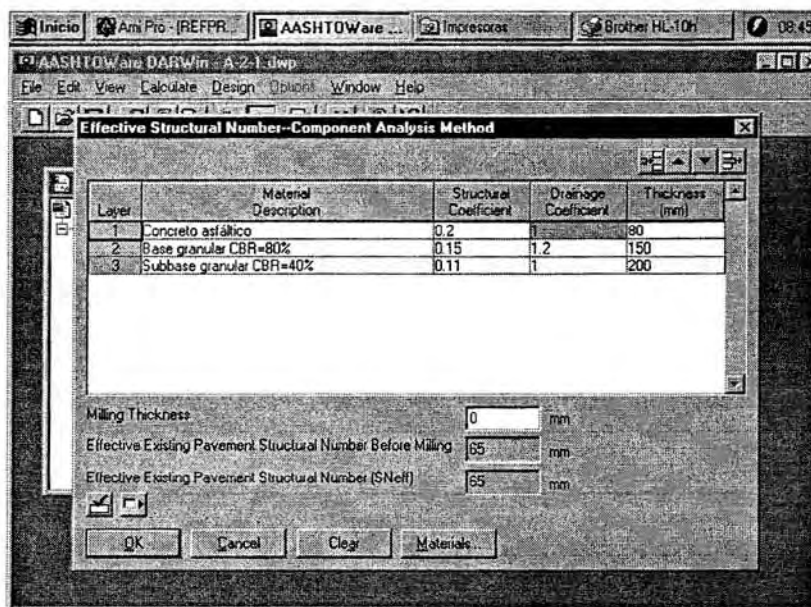


Fig. A.2.1.5. Determinación del número estructural efectivo mediante observación visual con DARWin

### c) Criterio de la vida remanente

La vida remanente de un pavimento responde a esta expresión:

$$RL = 100 \times (1 - N_p / N_{1,5})$$

donde:

$N_p$  es el número de pasadas de ejes equivalentes que han tenido lugar hasta el momento actual.

$N_{1,5}$  es el número de pasadas de ejes equivalentes que llevan al pavimento a una situación de rotura ( $p_i=1,5$ ). Para ser congruente con el AASHTO Road Test, este valor se determina con una confiabilidad  $R=50\%$ .

Luego, en función de la vida remanente  $RL$  se determina el factor de condición  $CF$  (Ver fig. 10.2) y el número estructural efectivo  $SN_{ef}$  se determina con la expresión:

*Diseño de refuerzos según criterio AASHTO 93*



$$SN_{ef} = CF \times SN_o$$

siendo  $SN_o$  el número estructural del pavimento nuevo.

Para determinar  $SN_o$  se suponen:

$$a_1 = 0,43$$

$$a_2 = 0,15$$

$$a_3 = 0,11$$

entonces:

$$SN_o = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 = 0,43 \times 80 + 0,15 \times 1,20 \times 150 + 0,11 \times 1,00 \times 200 = 83 \text{ mm}$$

El  $N_{1,5}$  para  $M_R = 57600 \text{ kPa}$ ,  $R=50\%$ ,  $S_o=0,49$ ,  $p_t=1,5$  y  $SN_o = 83 \text{ mm}$  es:

$$N_{1,5} = 6780319 \text{ ESALs}$$

La vida remanente:

$RL = 100 \times (1 - N_p/N_{1,5}) = 100 \times (1 - 4,0 \times 10^6 / 6,78 \times 10^6) = 41,01\%$  y le corresponde un factor de condición  $CF=0,86$  (Fig. 10.2).

El número estructural efectivo es:

$$SN_{ef} = CF \times SN_o = 0,86 \times 83 = 73 \text{ mm}$$

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}} = \frac{102 - 73}{0,43} = 67 \text{ mm}$$

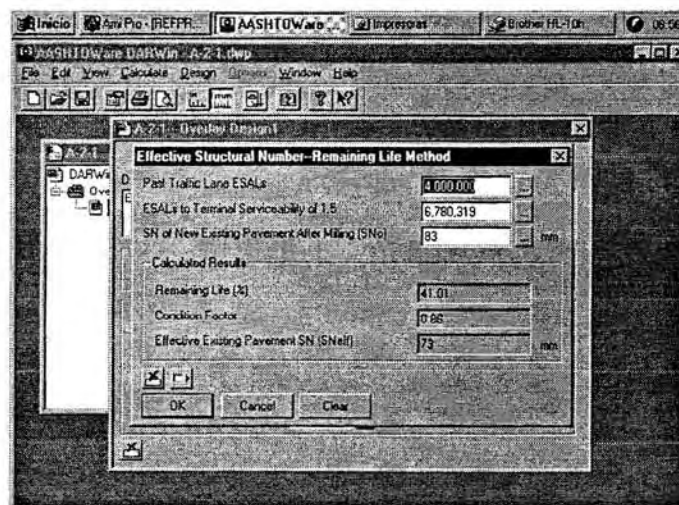


Fig. A.2.1.6. Determinación del número estructural efectivo mediante vida remanente con DARWin

Resumiendo se tiene:

Criterio utilizado	a)Ensayos no destructivos	b)Observación visual	c)Vida remanente
Espesor refuerzo	6,7 cm	8,6 cm	6,7 cm

A.2.2. Sea un pavimento rígido de 22 cm de espesor en hormigón simple que ha alcanzado un determinado grado de deterioro cuando han pasado  $5 \times 10^6$  ESALs. La losa apoya sobre una base granular de 15 cm de espesor.

Las fallas detectadas son:

- Fisuras de durabilidad con descascaramiento severo.
- 27% de losas fracturadas por fatiga.
- Juntas deterioradas por Km: 180.
- Fisuras deterioradas por Km: 310.
- Parches de concreto asfáltico por Km: 42.

La losa tiene pasadores de 25 mm de diámetro, con una longitud de 45 cm y una separación de 30 cm.

Un ensayo NDT realizado sobre la zona transitada por la rueda externa de los vehículos en el centro de una losa sana arroja estos valores:

$d_o = 8,5$  milipulg (0,22 mm)

$d_r = 6$  milipulg (0,15 mm) a 25 pulg (0,635 m) del centro del plato de carga

La carga  $P$  es de 40 kN=9000 lbs, el radio del plato de carga es  $a = 5,9$  pulg (15 cm).

Una vez triturado y compactado el hormigón se hace nuevamente el ensayo NDT y se obtiene en correspondencia con el centro del plato de carga una deflexión  $d_o = 13$  milipulg (0,33 mm). Se comprueba también que la losa triturada y compactada tiene 21 cm de espesor.

Con la observación visual de la sub base se detecta intrusión de finos.

Determinar el espesor de concreto asfáltico a colocar sobre este pavimento luego del triturado y compactado para que resista  $5 \times 10^6$  ESALs adicionales (determinados suponiendo factores equivalentes de carga (LEFs) de pavimentos rígidos). Suponer para el cálculo  $R = 70\%$  y  $S_o = 0,49$ .

En primer lugar se calcula el módulo resiliente de la subrasante en base a los resultados del ensayo NDT.

$$M_R = \frac{0,24 P}{r d_r} = \frac{0,24 \times 9000 \text{ lbs}}{25 \text{ pulg} \times 0,006 \text{ pulg}} = 14400 \text{ psi}$$

$$\text{Con } M_R d_o / P = \frac{14400 \text{ psi} \times 13 \text{ milipulg}}{9000 \text{ lbs}} = 20,8$$

y un espesor existente de:  $21 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 36 \text{ cm} = 14,4 \text{ pulg}$

se obtiene de fig. 11.3 una relación  $E_p / M_R = 9$  donde  $E_p$  es el módulo elástico de todo el paquete.

$$E_p = 9,1 \times M_R = 9 \times 14400 = 129600 \text{ psi}$$

*Diseño de refuerzos según criterio AASHTO 93*

En unidades métricas:

$$M_R = \frac{0.24 P}{r d_r} = \frac{0.24 \times 40 \text{ kN}}{0.635 \text{ m} \times 0.00015 \text{ m}} = 100800 \text{ kPa}$$

$$\text{Con } M_R d_o / P = \frac{100800 \text{ kPa} \times 0.033 \text{ cm}}{40 \text{ kN}} = 83$$

y un espesor existente de:  $21 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 36 \text{ cm}$

se obtiene de fig. 11.3 una relación  $E_p / M_R = 9$  donde  $E_p$  es el módulo elástico de todo el paquete.

$$E_p = 9 \times M_R = 9 \times 100800 = 907200 \text{ kPa}$$

En la fig. A.2.2.1 se ve la entrada de datos de posición de sensores, en la A.2.2.2 la entrada de deformaciones y en la A.2.2.3 la determinación de módulos usando el programa DARWin.

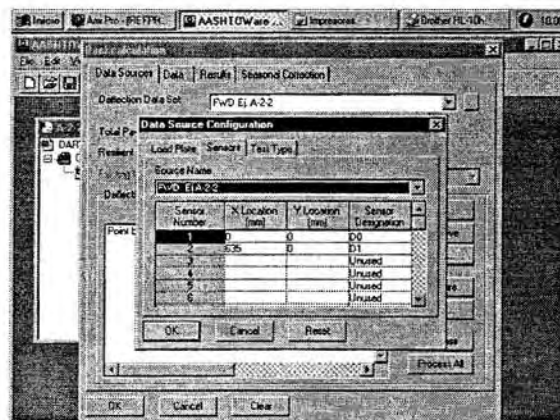


Fig. A.2.2.1. Ubicación de sensores

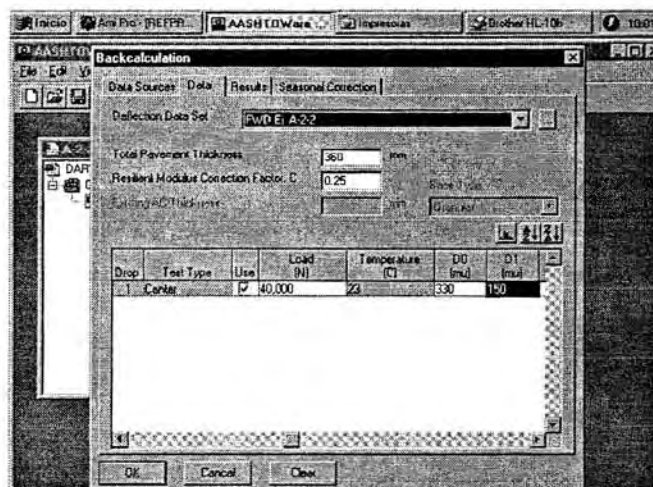


Fig. A.2.2.2. Entrada de datos de deformaciones

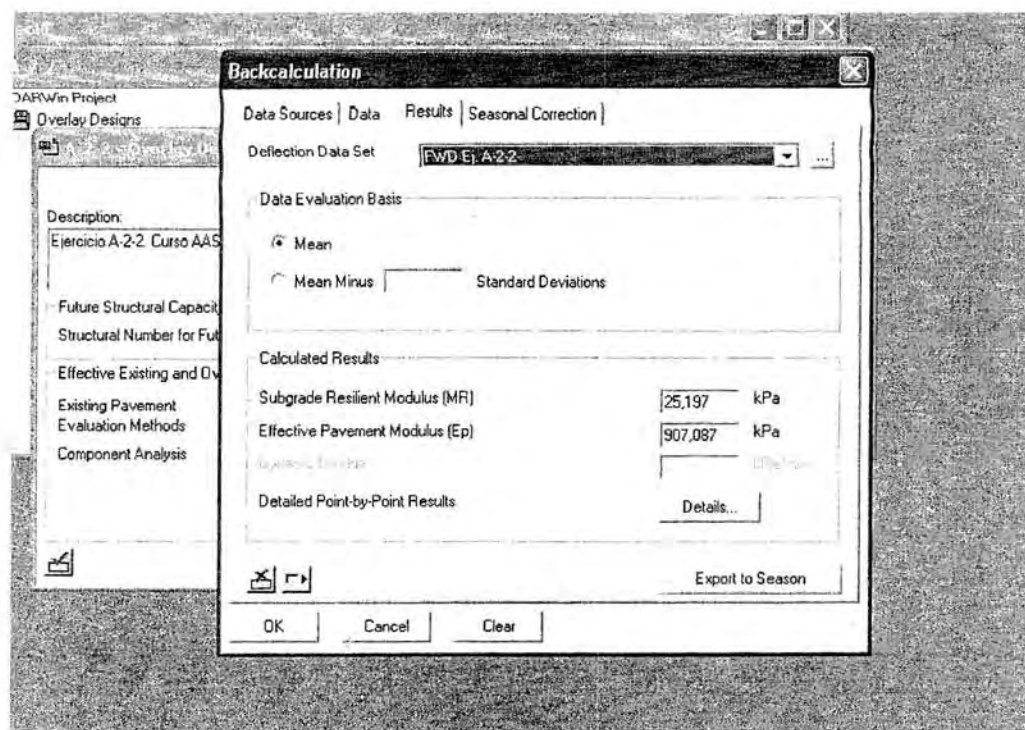


Fig. A.2.2.3. Determinación de módulos

El valor de  $SN_f$  se determina mediante el uso del programa DARWin. El número de ejes equivalentes que debe soportar el refuerzo fue determinado en base a factores equivalentes de cargas correspondientes a pavimentos rígidos. Para pasarlo a número de pasadas de ejes equivalentes correspondientes a pavimentos flexibles se debe dividir por 1,5. En consecuencia, el número de pasadas de ejes para tránsito futuro es:

$$N_f = \frac{5 \times 10^6}{1,5} = 3,33 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

El módulo a usar en el programa es:  $MR = 100800 \times 0,25 = 25200 \text{ kPa}$ .

Los datos de entrada son:

$W_{18}$	$3.3 \times 10^6$
$p_0$	4.2
$p_t$	2.5
R	70%
$S_o$	0.49
$M_R$	25200 kPa
$SN_f$	123 mm

La salida de resultados según DARWin está en fig. A.2.2.4.

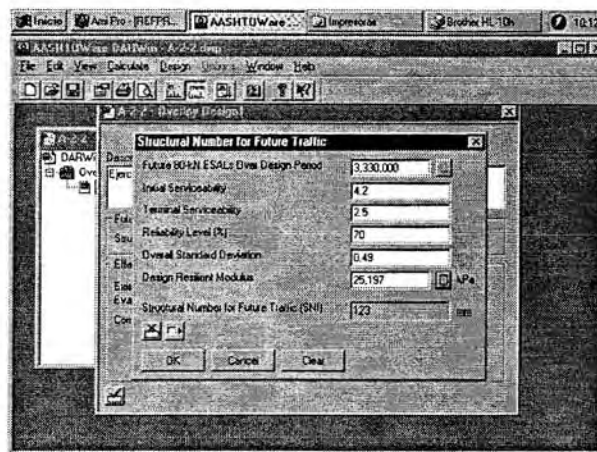


Fig. A.2.2.4. Determinación de número estructural futuro

Determinación de  $SN_{ef}$

$$SN_{ef} = a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

$D_2$  = espesor losa triturada = 21 cm = 8,4 pulg

$D_3$  = espesor de sub base = 15 cm = 6,0 pulg

Como coeficientes estructurales y de drenaje se adoptan:

Losa triturada:  $a_2 = 0,22$   $m_2 = 1,00$

Sub base:  $a_3 = 0,07$   $m_3 = 1,00$

$$SN_{ef} = 0,22 \times 210 \times 1,00 + 0,07 \times 150 \times 1,00 = 57 \text{ mm}$$

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}} = \frac{123 - 57}{0,43} = 153 \text{ mm} = 15,3 \text{ cm}$$

En la fig. A.2.2.5 se ve la determinación del  $SN_{ef}$  según DARWin.

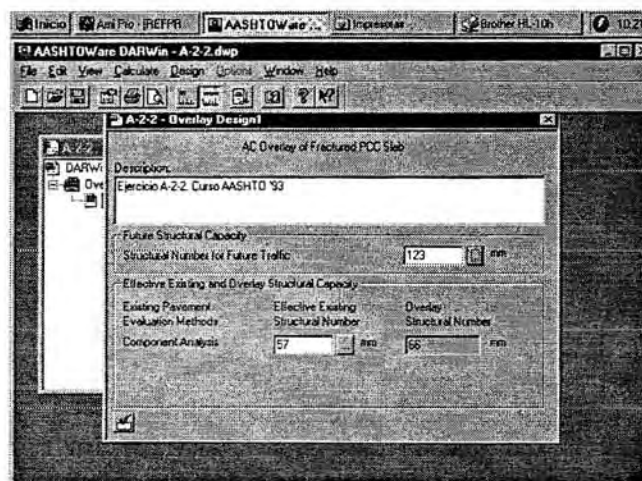


Fig. A.2.2.5. Determinación de número estructural efectivo



A.2.3. Sea una losa de 20 cm de espesor en hormigón simple que ha alcanzado el siguiente grado de deterioro una vez que han pasado  $8 \times 10^6$  ESALs:

- Fisuras de durabilidad con algo de descascaramiento.
- 12% de losas fisuradas por fatiga.

La losa tiene pasadores de 25 mm de diámetro, con una longitud de 45 cm y una separación de 30 cm.

Sobre una losa sana se ha hecho un ensayo no destructivo con un plato de carga de radio  $a=5,9$  pulg (15 cm) y una carga pulsante  $P=40$  kN (9000 lbs) que dan estas medidas de deflexiones:

$d_0$	$d_{12}$	$d_{24}$	$d_{36}$
4,0 milipulg	3,5 milipulg	2,5 milipulg	2,0 milipulg
0,102 mm	0,089 mm	0,064 mm	0,051 mm

Se hace también un ensayo de plato de carga sobre una junta arrojando estos valores:

Losa descargada  $\Delta l = 7,0$  milipulg (0,18 mm)

Losa cargada  $\Delta l = 9,0$  milipulg (0,23 mm)

Determinar el espesor de refuerzo de concreto asfáltico para soportar  $5 \times 10^6$  pasadas de ejes adicionales empleando el criterio de:

- a) Observación visual del estado del pavimento existente.
- b) Vida remanente.

Tomar para los cálculos  $R=80\%$  y  $S_o=0,34$ .

Solución:

En primer lugar debe determinarse el área del cuenco de deflexiones:

$$AREA = 6 \times \left( 1 + \frac{2d_{12}}{d_0} + \frac{2d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right)$$

$$AREA = 6 \times \left( 1 + \frac{2 \times 0,089}{0,102} + \frac{2 \times 0,064}{0,102} + \frac{0,051}{0,102} \right) = 27$$

Para  $AREA=27$  y  $d_0=0,102$  mm (4 milipulg) se obtiene un coeficiente de reacción de subrasante combinado  $k_{din}=125$  kPa/mm (460 pci), con lo que el coeficiente estático es  $k_{est}=62,5$  kPa/mm (230 pci) (fig. 13.2).

Con  $AREA=27$  pulg y  $k=125$  kPa/mm se obtiene, de fig. 13.3, un valor de  $ED^3=2,14 \times 10^{11}$ . Como el espesor de la losa es  $D=200$  mm (8 pulg), el módulo del hormigón es:

$$E_c = 2,14 \times 10^{11} / 200^3 = 26750 \text{ MPa}$$

*Diseño de refuerzos según criterio AASHTO 93*

El módulo de rotura del hormigón se obtiene a través de la resistencia a la tracción indirecta:

$$S'c = 43,5 (E_c/10^6) + 3370 = 43,5(26750000 \text{ kPa}/10^6) + 3370 = 4532 \text{ kPa} = 46,2 \text{ Kg/cm}^2$$

En base a las deflexiones medidas en losa cargada y losa descargada se puede determinar cuál es el coeficiente de transferencia de cargas a adoptar:

$$\Delta L T = 100 \frac{\Delta u_l}{\Delta l} B$$

B es un factor correctivo por flexión de losa

$$B = d_o/d_{l2} = 0,102/0,089 = 1,15$$

$$\Delta L T = 100 \times \frac{0,18}{0,23} \times 1,15 = 90\%$$

Como  $\Delta L T$  es mayor que 70% corresponde tomar un coeficiente de transferencia de cargas  $J=3,2$ .

En las figuras siguientes están las entradas y salidas tal como se ven haciendo correr el DARWin.

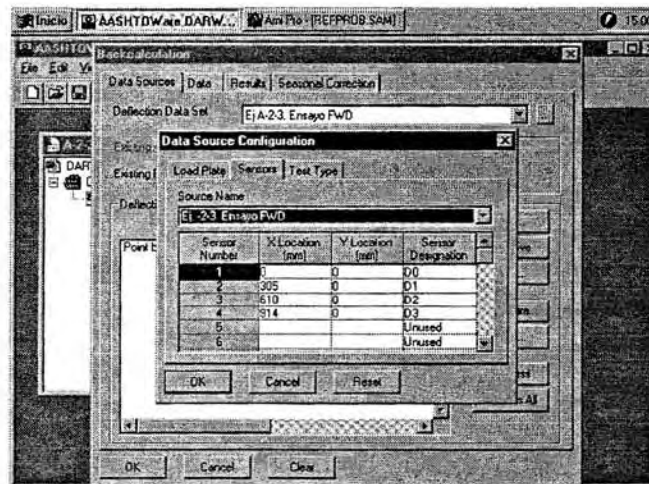


Fig. A.2.3.1. Ubicación de los sensores

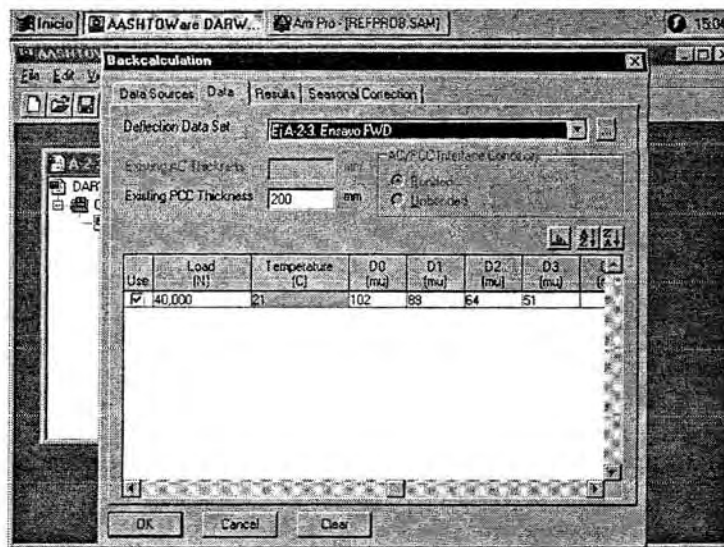


Fig. A.2.3.2. Entrada de datos de deformaciones

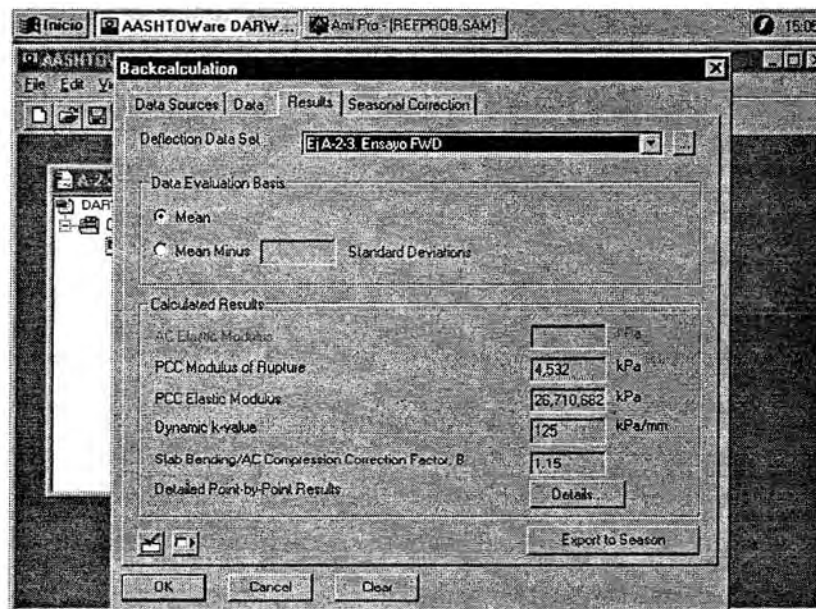


Fig. A.2.3.3. Determinación de módulo de rotura y módulo elástico del hormigón y coeficiente de reacción de subrasante dinámico

Ya se está en condiciones de determinar el espesor de losa requerido para tránsito futuro. Para ello se introducen en el programa DARWin estos datos:

$W_{18}$	$5 \times 10^6$
$p_0$	4.5
$p_t$	2.5
$S'_c$	4532 kPa
$E_c$	26750000 kPa
$k$	62.5 kPa
$R$	80 %
$S_o$	0.34
$J$	3.2
$C_d$	1.0
Solución $D_f$	213 mm

El DARWin muestra lo siguiente:

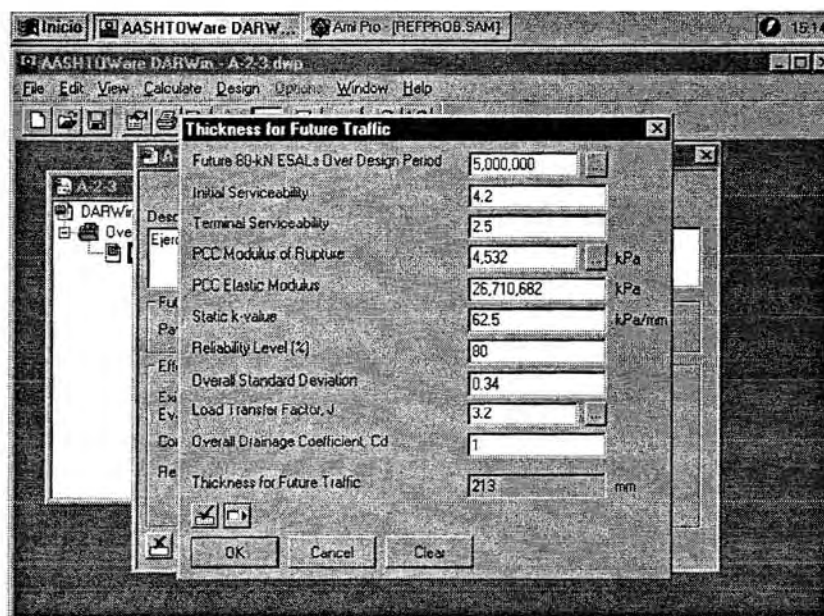


Fig. A.2.3.4. Determinación del espesor de losa para tránsito futuro

El cálculo del espesor efectivo de losa previo a la colocación del refuerzo se hace en base a estos criterios:

a) Observación del estado del pavimento existente

$$D_{ef} = F_{je} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D$$

$F_{je}$  = factor de ajuste por juntas y fisuras no tratadas previo a la colocación del refuerzo.

Se observa que no se ha reparado previo a la colocación del refuerzo lo siguiente:

Nº de fisuras no reparadas: 7/Km  
 Nº de juntas no reparadas: 8/Km  
 Total: 15/Km  
 Para 15/milla  $F_{jc} = 0,93$  (fig. 13.4)

$F_{dur}$  = factor de ajuste por durabilidad

Como hay fisuras de durabilidad, pero no muy extendidas, con algo de descascaramiento, se toma  $F_{dur} = 0,95$ .

$F_{fat}$  = factor de ajuste por fatiga. Como hay un 12% de lasas fisuradas  $F_{fat} = 0,95$ .

Con estos tres factores de ajuste se puede determinar el espesor de losa efectivo  $D_{ef}$ .

$$D_{ef} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D = 0,93 \times 0,95 \times 0,95 \times 200 \text{ mm} = 168 \text{ mm}$$

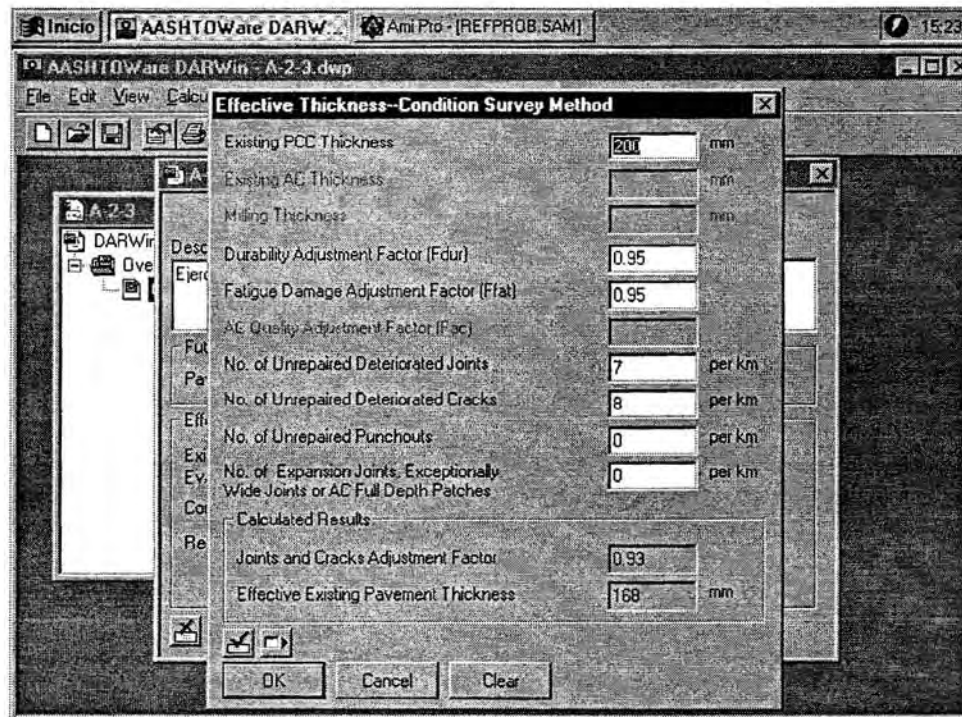


Fig. A.2.3.5. Determinación del espesor efectivo de losa por observación visual

#### b) Vida remanente

$N_p = 8 \times 10^6$  ESALs (número de pasadas de ejes equivalentes hasta inmediatamente antes de la colocación del refuerzo)

El número de ejes equivalentes para llevar el pavimento a una condición de rotura ( $p_i = 1,5$ ) se obtiene con el programa DARWin para  $R = 50\%$  y vale:



$$N_{1,5} = 11554895 \text{ ESALs}$$

La vida remanente responde a la expresión:

$$RL = 100 \times (1 - N_p/N_{1,5}) = 100 \times (1 - 8/11,554895) = 30,8 \%$$

El factor de condición que corresponde a esta RL es  $CF=0,82$ . Luego:

$$D_{ef} = CF \times D = 0,82 \times 200 \text{ mm} = 164 \text{ mm}$$

Con el DARWin se tiene lo siguiente:

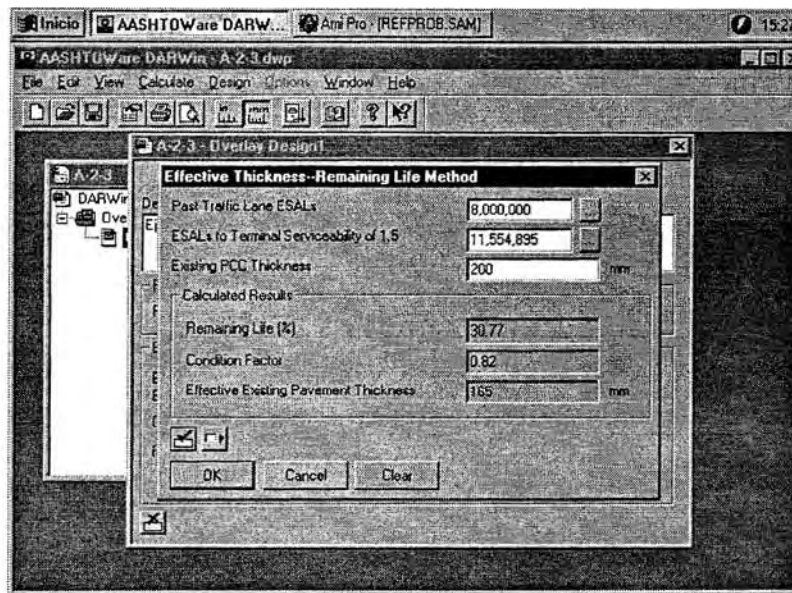


Fig. A.2.3.6. Determinación del espesor efectivo de losa por vida remanente

Ya se está en condiciones de determinar el espesor del refuerzo de concreto asfáltico a colocar encima del pavimento de hormigón, el que responde a la expresión:

$$D_{ol} = A (D_f - D_{ef})$$

A es un coeficiente que transforma diferencia de espesores de hormigón en espesor de concreto asfáltico y vale:

$$A = 2,2233 + 0,0099 \times (D_f - D_{ef})^2 - 0,1534 \times (D_f - D_{ef})$$

Si se adopta el criterio de observación visual:

$$D_f = 213 \text{ mm} = 8,4 \text{ pulg}$$

$$D_{ef} = 168 \text{ mm} = 6,6 \text{ pulg}$$

$$A = 2,2233 + 0,0099 \times (8,4 - 6,6)^2 - 0,1534 \times (8,4 - 6,6) = 1,98$$



$$D_{ol} = A (D_f - D_{ef}) = 1,98 \times (8,4 - 6,6) = 3,56 \text{ pulg} = 90 \text{ mm}$$

Si se adopta el criterio de vida remanente:

$$D_f = 213 \text{ mm} = 8,4 \text{ pulg}$$

$$D_{ef} = 164 \text{ mm} = 6,5 \text{ pulg}$$

$$A = 2,2233 + 0,0099 \times (8,4 - 6,5)^2 - 0,1534 \times (8,4 - 6,5) = 1,97$$

$$D_{ol} = A (D_f - D_{ef}) = 1,97 \times (8,4 - 6,5) = 3,7 \text{ pulg} = 94 \text{ mm}$$

Según DARWin:

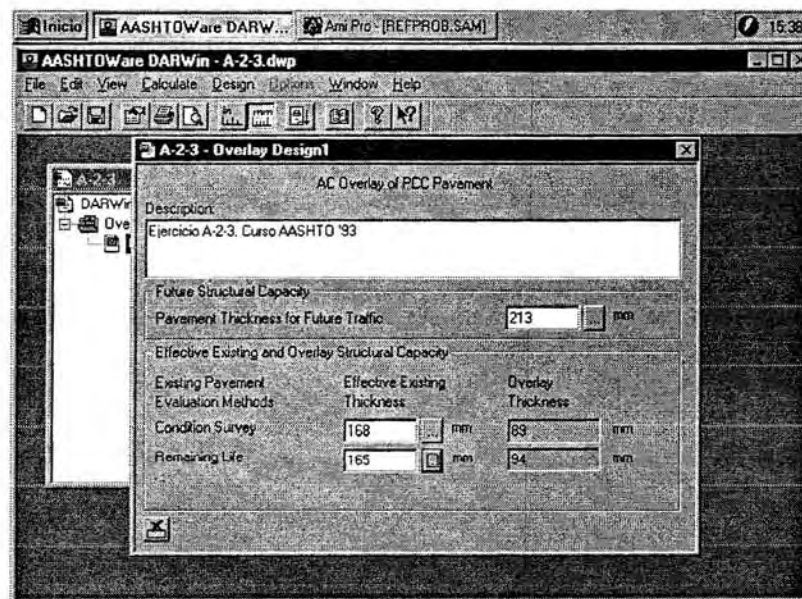


Fig. A.2.3.7. Determinación de espesores de refuerzo

A.2.4. Se tiene un pavimento existente formado por una losa de hormigón simple de 20 cm de espesor a la que se le ha hecho un refuerzo de concreto asfáltico de 5 cm de espesor. Sobre este pavimento han pasado  $13 \times 10^6$  ESALs y se desea proyectar otro refuerzo de concreto asfáltico para que la estructura pueda soportar  $6 \times 10^6$  ESALs adicionales.

Las fallas detectadas son:

- Juntas reflejadas por Km: 50
- Fisuras reflejadas por Km: 70
- Parches de C°A° por Km: 7
- Fisuras de durabilidad importantes con algo de descascaramiento
- En el concreto asfáltico existente se observan fallas significativas: ahuellamiento, peladuras y desprendimientos con estriado, ondulamientos.

Se ha hecho un ensayo no destructivo en la zona transitada por la rueda externa de los vehículos con un plato de carga de radio  $a = 15$  cm (5,9 pulg) y una carga pulsante  $P = 40$  kN (9000 lbs) que dan estas deflexiones:

$d_0$	$d_{12}$	$d_{24}$	$d_{36}$
5,0 milipulg	4,0 milipulg	3,0 milipulg	2,7 milipulg
0,127 mm	0,102	0,076	0,069

Se ha hecho también un ensayo de plato de carga sobre una junta que arroja estos valores:

Losa descargada  $\Delta u = 4,5$  milipulg = 0,114 mm

Losa cargada  $\Delta l = 9,5$  milipulg = 0,241 mm

Para el refuerzo existente, se ha usado un asfalto AC-20 y la mezcla de concreto asfáltico tiene estas características:

PTN°200	6.5%
Vol vacíos $V_v$	3.5%
Viscosidad $\eta_{70^\circ F} (10^6)$	2 poises
% de asfalto $P_{AC}$	5.0%

Se toman muestras para ensayar en laboratorio mediante ensayo de tracción indirecta y se obtiene un valor del módulo del concreto asfáltico, que a la temperatura de  $26^\circ C$ , es  $E_{AC} = 227000$  psi (1564 MPa), para una frecuencia de 2 Hz.

Se extraen también probetas de hormigón de 6" (15 cm) de diámetro del centro de la losa y se la somete en laboratorio a un ensayo de tracción indirecta que arroja un valor de:

$$IT = 2,8 \text{ MPa} = 29 \text{ Kg/cm}^2$$

Se observa que no hay buena adherencia entre el concreto asfáltico y el hormigón.  
Solución

Aplicando la expresión que da el módulo elástico del concreto asfáltico en función del PTN°200, del volumen de vacíos de la mezcla, de la viscosidad del cemento asfáltico, del porcentaje del mismo y de la frecuencia de la aplicación de la carga se tiene esta expresión, que es válida para mezclas nuevas:

$$\begin{aligned} \log E_{AC} = & 5,553833 + 0,028829 \times (P_{200}/F^{0,17033}) - 0,03476 \times V_v + 0,070377 \times \eta_{70^\circ F \times 10^6} \\ & + 0,000005 \times t_p^{(1,3+0,49825 \log F)} \times P_{AC}^{0,5} - (0,00189/F^{1,1}) \times t_p^{(1,3+0,49825 \log F)} \times P_{AC}^{0,5} \\ & + 0,931757 \times (1/F^{0,02774}) \end{aligned}$$

se obtiene, para las características de la mezcla y:

$$\begin{array}{lll} F=18 \text{ Hz} & E_{AC}=640954 \text{ psi} & \text{por lo tanto: } \frac{E_{AC}(18 \text{ Hz})}{E_{AC}(2 \text{ Hz})} = \frac{640954}{352878} = 1,82 \\ F=2 \text{ Hz} & E_{AC}=352878 \text{ psi} & \end{array}$$

Por lo que para el concreto asfáltico viejo y deteriorado que dio en laboratorio  $E_{AC}=227000$  psi con una frecuencia de aplicación de carga de 2 Hz, le corresponde un valor en el ensayo NDT a  $F=18$  Hz igual a:

$$E_{AC} = 1,82 \times 227000 = 413140 \text{ psi} = 2847 \text{ MPa}$$

La deformación por compresión en el concreto asfáltico existente bajo el centro del plato de carga es, como no hay adherencia entre el concreto asfáltico y el hormigón:

$$d_{0\text{compres}} = -0,00002133 + 38,6872 \times (D_{AC}/E_{AC})^{0,94551}$$

Como  $D_{AC} = 5 \text{ cm} = 2 \text{ pulg}$  y  $E_{AC} = 413140 \text{ psi}$  se tiene:

$$\begin{aligned} d_{0\text{compres}} &= -0,00002133 + 38,6872 \times (2/413140)^{0,94551} = 0,00034 \text{ pulg} \\ d_{0\text{compres}} &= 0,34 \text{ milipulg} = 0,0086 \text{ mm} \end{aligned}$$

El módulo de rotura del hormigón es, si la resistencia a la tracción indirecta es  $29 \text{ Kg/cm}^2 = 2,8 \text{ MPa}$ :

$$S_c' = 1450 + 1,02 \times IT = 1450 + 1,02 \times 2800 \text{ kPa} = 4306 \text{ kPa} = 44 \text{ Kg/cm}^2$$

La deflexión en correspondencia con el centro del plato de carga, válida para analizar el cuenco de deflexiones es:

$$d_{0PCC} = d_{0\text{sup}} - d_{0\text{compres}} = 0,127 - 0,0086 = 0,1184 \text{ mm}$$

$$\text{AREA}_{PCC} = 6 \times \left( 1 + \frac{2d_{12}}{d_{0PCC}} + \frac{2d_{24}}{d_{0PCC}} + \frac{d_{36}}{d_{0PCC}} \right)$$

$$AREA_{PCC} = 6 \times \left( 1 + \frac{2 \times 0,102}{0,1184} + \frac{2 \times 0,076}{0,1184} + \frac{0,069}{0,1184} \right) = 27,5$$

De fig. 13.2 se obtiene  $k_{din} = 108 \text{ kPa/mm}$  y  $k_{est} = 54 \text{ kPa/mm}$ .

De fig. 13.3, con  $AREA = 27,5$  y  $k_{din} = 108 \text{ kPa/mm}$  se obtiene:

$$ED^3 = 2,25 \times 10^{11} \implies E = \frac{2,25 \times 10^{11}}{200^3} = 28125 \text{ MPa} = 287000 \text{ Kg/cm}^2$$

En cuanto a la transferencia de cargas:

$$\Delta LT = 100 \frac{\Delta u_l}{\Delta l} B$$

B es un factor correctivo por flexión de losa

$$B = d_0/d_{12} = 0,1184/0,102 = 1,16$$

$$\Delta LT = 100 \times \frac{0,114}{0,241} 1,16 = 55\%$$

Con esta transferencia de cargas corresponde tomar  $J = 3,5$ .

Ya se está en condiciones de determinar el espesor de losa requerido para tránsito futuro. Para ello se introducen en el programa DARWin estos datos:

$W_{18}$	$6 \times 10^6$
$p_0$	4.5
$p_t$	2.5
$S'_c$	4306 kPa
$E_c$	28125000 kPa
$k$	54 kPa/mm
$R$	80%
$S_o$	0.34
$J$	3.5
$C_d$	1.0
Solución $D_f$	235 mm

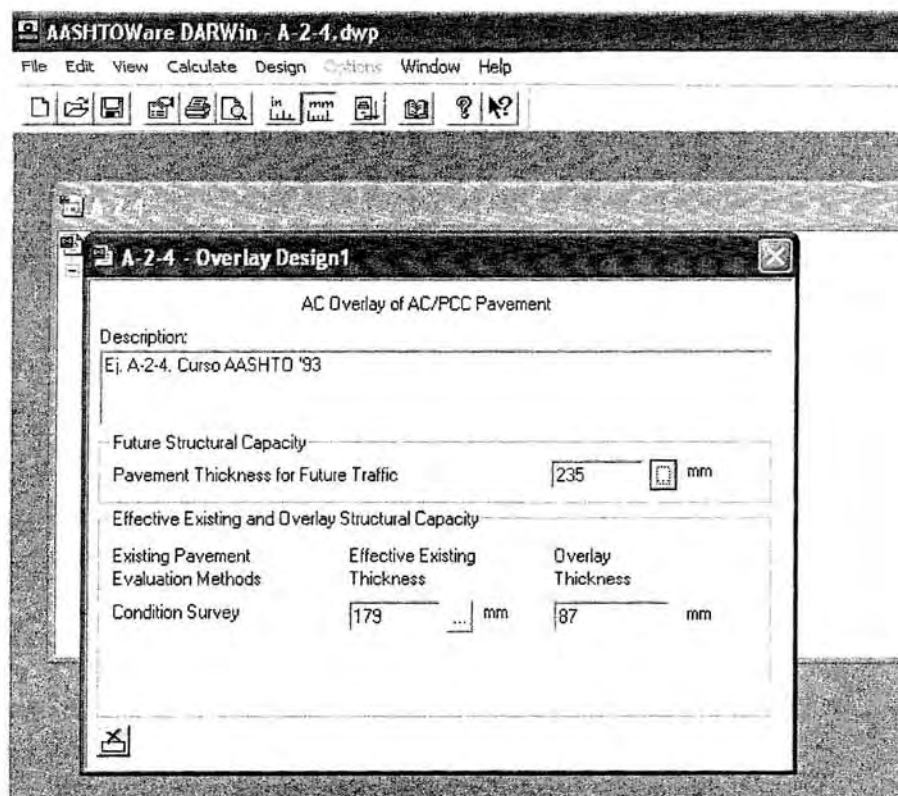


Fig. A.2.4.1. Determinación de espesor de losa para tránsito futuro

Para determinar el espesor de losa efectivo se emplea esta expresión:

$$D_{ef} = (F_{jc} \times F_{dur} \times D_{PCC}) + (D_{AC}/2,0) \times F_{AC}$$

$F_{jc}$  = factor de ajuste por juntas y fisuras no tratadas. Se supone que solo se tratan el 80% de las fallas, por lo que restan:

-Juntas reflejadas por Km:	50 x 0,2=	10/Km
-Fisuras reflejadas por Km:	70 x 0,2=	14/Km
-Parches de C°A° por Km:	7 x 0,2=	2/Km
	Total=	26/Km

Para este valor (26/Km) corresponde  $F_{jc} = 0,89$  (fig. 13.4)

$F_{dur} = 0,88$  pues las fisuras de durabilidad son importantes y hay descascaramiento

$F_{AC} = 0,90$  pues hay fallas significativas de ahuellamiento, peladuras y desprendimientos con estriado y ondulamiento

$$D_{ef} = (0,89 \times 0,88 \times 200 \text{ mm}) + (50 \text{ mm}/2,0) \times 0,90 = 179 \text{ mm}$$

tal como muestra el DARWin:

Fig. A.2.4.2.Determinación de espesor efectivo de losa

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = A (D_f - D_{ef})$$

$$A = 2,2233 + 0,0099 \times (D_f - D_{ef})^2 - 0,1534 \times (D_f - D_{ef})$$

$$D_f = 235 \text{ mm}$$

$$D_{ef} = 179 \text{ mm}$$

$$A = 2,2233 + 1,53 \times 10^{-5} \times (235 - 179)^2 - 6,04 \times 10^{-3} \times (235 - 179) = 1,93$$

$$D_{ol} = 1,93 \times (235 - 179) = 108 \text{ mm}$$

Fig. A.2.4.3.Determinación de espesor de refuerzo de concreto asfáltico



A.2.5. El mismo caso del problema 3, pero ahora se desea hacer un refuerzo de hormigón adherido.

$$N_p = 8 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

$$N_f = 5 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

Fallas presentes:

- Fisuras de durabilidad con algo de descascaramiento
- 12% de losas fisuradas por fatiga

El cuenco de deflexiones hecho con un ensayo no destructivo da estos valores:

$d_0$	$d_{12}$	$d_{24}$	$d_{36}$
4,0 milipulg	3,5 milipulg	2,5 milipulg	2,0 milipulg
0,102 mm	0,089 mm	0,064 mm	0,051 mm

El ensayo no destructivo hecho en el borde de una losa da estas deflexiones:

$$\text{Losa descargada } \Delta u_l = 7,0 \text{ milipulg} = 0,178 \text{ mm}$$

$$\text{Losa cargada } \Delta l = 9,0 \text{ milipulg} = 0,229 \text{ mm}$$

Tomar para el cálculo  $R=80\%$  y  $S_o=0,34$ .

Solución

En primer lugar se calcula el área del cuenco de deflexiones

$$\text{AREA} = 6 \times \left( 1 + \frac{2d_{12}}{d_0} + \frac{2d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right)$$

$$\text{AREA} = 6 \times \left( 1 + \frac{2 \times 0,089}{0,102} + \frac{2 \times 0,064}{0,102} + \frac{0,051}{0,102} \right) = 27$$

Para  $\text{AREA}=27$  y  $d_0 = 0,102 \text{ mm}$  (4 milipulg) se obtiene un coeficiente de reacción de subrasante combinado  $k_{\text{din}} = 125 \text{ kPa/mm}$  (460 pci), con lo que el coeficiente estático es  $k_{\text{est}} = 62,5 \text{ kPa/mm}$  (230 pci) (fig. 13.2).

Con  $\text{AREA}=27$  pulg y  $k=125 \text{ kPa/mm}$  se obtiene, de fig. 13.3, un valor de  $ED^3 = 2,14 \times 10^{11}$ . Como el espesor de la losa es  $D=200 \text{ mm}$  (8 pulg), el módulo del hormigón es:

$$E_c = 2,14 \times 10^{11} / 200^3 = 26750 \text{ MPa}$$

El módulo de rotura del hormigón se obtiene a través de la resistencia a la tracción indirecta:

$$S'c = 43,5 (E_c / 10^6) + 3370 = 43,5 (26750000 \text{ kPa} / 10^6) + 3370 = 4532 \text{ kPa} = 46,2 \text{ Kg/cm}^2$$

En base a las deflexiones medidas en losa cargada y losa descargada, se puede determinar cuál es el coeficiente de transferencia de cargas a adoptar:

$$\Delta LT = 100 \frac{\Delta u_l}{\Delta l} B$$

B es un factor correctivo por flexión de losa

$$B = d_0/d_{12} = 0,102/0,089 = 1,15$$

$$\Delta LT = 100 \frac{0,178}{0,229} 1,15 = 89\%$$

Como  $\Delta LT$  es mayor que 70% corresponde tomar un coeficiente de transferencia de cargas  $J = 3,2$ .

Con estos datos ya se puede calcular el espesor de losa requerido para tránsito futuro, tarea que se hace con ayuda del DARWin.

$W_{18}$	$5 \times 10^6$
$p_0$	4.5
$p_t$	2.5
$S'_c$	4532 kPa
$E_c$	26750000 kPa
$k$	62.5 kPa/mm
$R$	80%
$S_o$	0.34
$J$	3.2
$C_d$	1.0
Solución $D_f$	207 mm

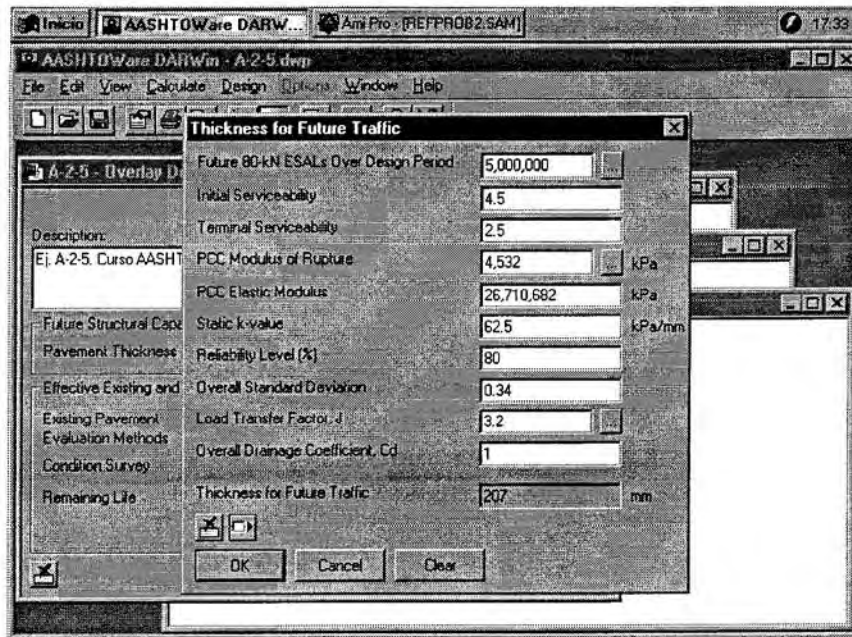


Fig. A.2.5.1. Determinación de espesor de losa para tránsito futuro

El espesor efectivo de la losa previo a la colocación del refuerzo puede hacerse por dos métodos: observación del estado del pavimento existente y vida remanente.

a) Observación del estado del pavimento existente

$$D_{ef} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D$$

$F_{jc}$  = factor de ajuste por juntas y fisuras no tratadas previo a la colocación del refuerzo.

$F_{jc} = 0,93$  para 24 juntas y fisuras no tratadas previo a la colocación del refuerzo (fig. 13.4) (Ver problema 3)

$F_{dur}$  = factor de ajuste por durabilidad

Como hay fisuras de durabilidad, pero no muy extendidas, con algo de descascaramiento, se toma  $F_{dur} = 0,95$ .

$F_{fat}$  = factor de ajuste por fatiga. Como hay un 12% de losas fisuradas  $F_{fat} = 0,95$ .

Con estos tres factores de ajuste se puede determinar el espesor de losa efectivo  $D_{ef}$ .

$$D_{ef} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D = 0,93 \times 0,95 \times 0,95 \times 200 \text{ mm} = 168 \text{ mm}$$

b) Vida remanente

$N_p = 8 \times 10^6$  ESALs (número de pasadas de ejes equivalentes hasta inmediatamente antes de la colocación del refuerzo)

b) Vida remanente

$N_p = 8 \times 10^6$  ESALs (número de pasadas de ejes equivalentes hasta inmediatamente antes de la colocación del refuerzo)

El número de ejes equivalentes para llevar el pavimento a una condición de rotura ( $p_t=1,5$ ) se obtiene con el programa DARWin para  $R=50\%$  y vale:

$$N_{1,5} = 11554895 \text{ ESALs}$$

La vida remanente responde a la expresión:

$$RL = 100 \times (1 - N_p/N_{1,5}) = 100 \times (1 - 8/11,554895) = 30,8 \%$$

El factor de condición que corresponde a esta RL es  $CF=0,82$ . Luego:

$$D_{ef} = CF \times D = 0,82 \times 200 \text{ mm} = 164 \text{ mm}$$

Ya se está en condiciones de determinar el espesor del refuerzo de concreto asfáltico a colocar encima del pavimento de hormigón, el que responde a la expresión:

$$D_{ol} = D_f - D_{ef}$$

Si se adopta el criterio de observación visual:

$$D_f = 207 \text{ mm}$$

$$D_{ef} = 168 \text{ mm}$$

$$D_{ol} = D_f - D_{ef} = 207 - 168 = 39 \text{ mm}$$

Si se adopta el criterio de vida remanente:

$$D_f = 207 \text{ mm}$$

$$D_{ef} = 165 \text{ mm}$$

$$D_{ol} = D_f - D_{ef} = 207 - 165 = 42 \text{ mm}$$

Como se ve este espesor es mucho menor que en concreto asfáltico, el que era del orden de 9 cm.

En la figura A.2.5.2 se indican los resultados finales tal como los muestra el DARWin.

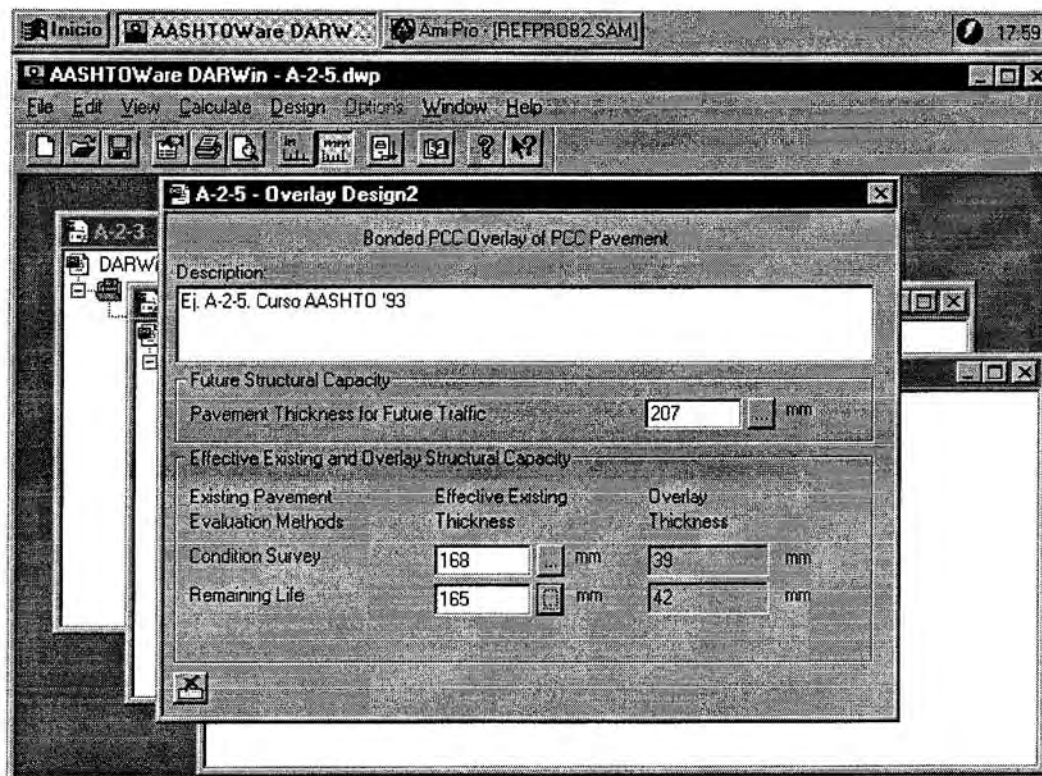


Fig. A.2.5.2. Determinación de espesor de refuerzo

A.2.6. Sea una losa de 20 cm de espesor en hormigón simple que ha alcanzado este grado de deterioro una vez que han pasado  $4,2 \times 10^6$  ESALs. La losa apoya sobre una sub base granular de 10 cm de espesor. Las fallas detectadas son las siguientes:

- Fisuras de durabilidad con descascaramiento severo
- 23% de losas fisuradas por fatiga
- Juntas deterioradas por Km: 170
- Fisuras deterioradas por Km: 283
- Parches de C°A° por Km: 36

La losa no tiene mecanismos de transferencia de carga, por lo que ésta está confiada a la trabazón entre agregados.

Un ensayo NDT realizado con plato de carga de radio  $a=5,9$  pulg y carga pulsante  $P=40$  kN (9000 lbs) sobre la zona transitada por la rueda externa de los vehículos arroja estas deflexiones:

$d_0$	$d_{12}$	$d_{24}$	$d_{36}$
6,5 milipulg	5,5 milipulg	4,0 milipulg	2,0 milipulg
0,165 mm	0,140 mm	0,102 mm	0,051 mm

Cuando se aplica en correspondencia con la junta da estos valores:

Losa descargada  $\Delta l = 3,0$  milipulg = 0,076 mm

Losa cargada  $\Delta l = 12,0$  milipulg = 0,305 mm

Determinar el espesor de refuerzo considerando:

- a)Hormigón no adherido
- b)Hormigón adherido
- c)Concreto asfáltico sobre hormigón triturado y compactado

según criterio de observación del estado del pavimento existente para soportar  $5 \times 10^6$  ESALs adicionales. Usar en el diseño del refuerzo  $R=70\%$  y  $S_o=0,39$  cuando el mismo sea de hormigón y  $S_o=0,49$  para el caso de refuerzo de concreto asfáltico.

Solución

El área del cuenco de deflexiones es:

$$AREA = 6 \times \left( 1 + \frac{2d_{12}}{d_0} + \frac{2d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right)$$

$$AREA = 6 \times \left( 1 + \frac{2 \times 0,140}{0,165} + \frac{2 \times 0,102}{0,165} + \frac{0,051}{0,165} \right) = 25,5$$

Para  $AREA=25,5$  y  $d_0=0,165$  mm (6,5 milipulg) se obtiene un coeficiente de reacción de subrasante combinado  $k_{din}=100$  kPa/mm (fig. 13.2), con lo que el coeficiente estático es  $k_{est}=50$  kPa/mm.



Con  $AREA=25,4$  y  $k=100$  kPa/mm se obtiene, de fig. 13.3, un valor de  $ED^3=1,03 \times 10^{11}$ . Como el espesor de la losa es  $D = 200$  mm, el módulo del hormigón es:

$$E = 1,03 \times 10^{11} / 200^3 = 12875 \text{ MPa} = 126200 \text{ Kg/cm}^2$$

Se ve que el valor del módulo de deformación del hormigón es bastante bajo, lo que da la pauta de que el mismo está muy deteriorado.

El módulo de rotura del hormigón se puede determinar a partir del módulo elástico:

$$S_c' = 43,5 \times (E/10^6) + 3370 \text{ en kPa, con } E \text{ en kPa}$$

$S_c' = 43,5 \times 12875000 / 10^6 + 3370 = 3930 \text{ kPa} = 40 \text{ Kg/cm}^2$ , valor que es también bastante bajo.

Análisis de la transferencia de cargas

$$\Delta LT = 100 \frac{\Delta u_l}{\Delta l} B$$

$$B = d_o / d_{i2} = 0,165 / 0,140 = 1,18$$

$$\Delta LT = 100 \times \frac{0,076}{0,305} \times 1,18 = 29,4\%$$

Este valor tan bajo es una evidencia de una mala transferencia de cargas, que es de esperarse por la ausencia de pasadores. Como coeficiente de transferencia de cargas se adopta  $J=4,2$ .

Con estos datos se está en condiciones de determinar el espesor de losa requerido para tránsito futuro  $D_f$ , que se hace con el programa DARWin.

$W_{18}$	$5 \times 10^6$
$p_0$	4.5
$p_t$	2.5
$S_c'$	3950 kPa
$E_c$	12875000 kPa
$k$	50 kPa/mm
$R$	70 %
$S_o$	0.39
$J$	4.2
$C_d$	1.0
Solución $D_f$	246 mm

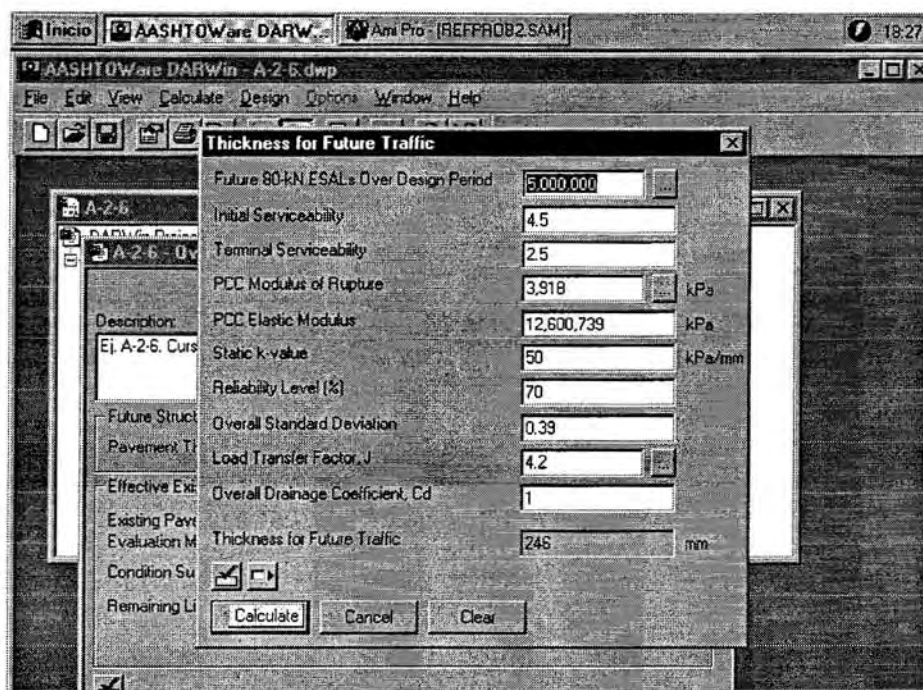


Fig. A.2.6.1. Determinación de espesor de losa para tránsito futuro

Ahora se debe calcular el espesor de losa efectivo  $D_{ef}$  para cada una de las soluciones que pide el problema

a) Hormigón no adherido

Se supone que se reparan el 75% de las fallas existentes en el pavimento de hormigón, por lo que las fallas remanentes son:

-Juntas deterioradas:	170 x 0,25=	42,5/Km=
-Fisuras deterioradas:	283 x 0,25=	70,8/Km=
-Parches reparados:	36 x 0,25=	9,0/Km=
Total	=	122,3/Km

Paras 122,3  $\implies F_{jcu} = 0,90$  (fig. 16.1)

$$D_{ef} = F_{jcu} \times D = 0,90 \times 200 = 180 \text{ mm}$$

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = (D_f^2 - D_{ef}^2)^{0,5} = (246^2 - 180^2)^{0,5} = 168 \text{ mm}$$



Fig. A.2.6.2. Determinación de espesor efectivo de losa

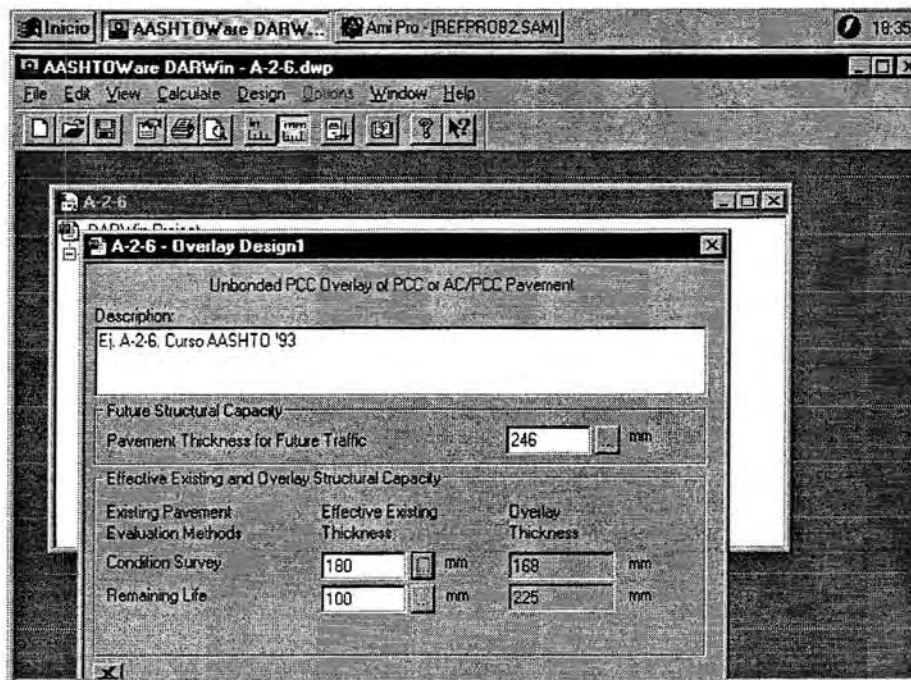


Fig. A.2.6.3. Determinación de espesor de refuerzo de hormigón no adherido

b) Hormigón adherido

$$D_{ef} = F_{jc} \times F_{dur} \times F_{fat} \times D$$

$F_{jc} = 0,57$  para 122 fallas/Km

$F_{dur} = 0,80$  por su gran extensión y descascamiento severo

$F_{fat} = 0,90$  pues hay más del 15% de losas fisuradas por fatiga (23% de losas fisuradas)

*Diseño de refuerzos según criterio AASHTO 93*

$$D_{ef} = 0,57 \times 0,80 \times 0,90 \times 200 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

El DARWin muestra lo siguiente:

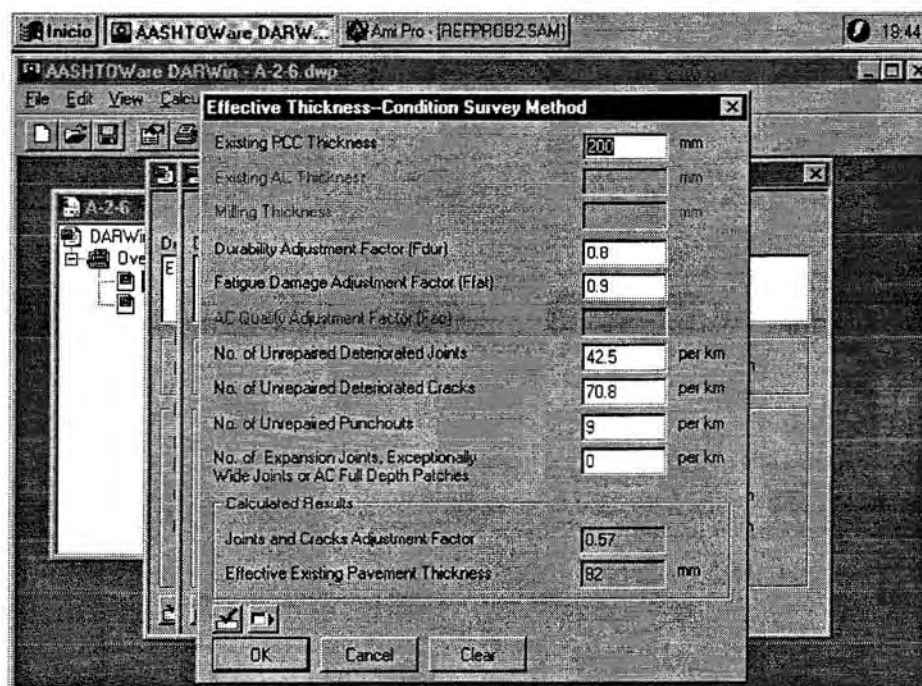


Fig. A.2.6.4. Determinación de espesor efectivo de losa

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = D_f - D_{ef} = 246 - 82 = 164 \text{ mm}$$

El espesor de refuerzo a colocar es prácticamente el mismo que en el caso anterior, pero hay que tener en cuenta que para el caso de hormigón adherido las reparaciones previas a la colocación del refuerzo son mucho mayores. Por otro lado en hormigón adherido es mucho mayor el riesgo de reflexión de fisuras.

c) Concreto asfáltico sobre hormigón triturado y compactado

En este caso el espesor de concreto asfáltico a colocar es:

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}}$$

donde  $SN_{ef} = a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$

El pavimento de hormigón triturado y compactado en trozos menores de 30 cm tiene un coeficiente estructural comprendido entre 0,14 y 0,30. Se adopta para este caso  $a_2 = 0,22$ . El espesor de esta losa triturada y compactada es de 18 cm = 7,2 pulg.

Como la sub base presenta algunos signos de degradación o intrusión de finos se toma  $a_3 = 0,07$ . El espesor de esta capa es  $D_3 = 10$  cm. Los coeficientes de drenaje  $m_2$  y  $m_3$  valen 1.

El número estructural efectivo del pavimento de hormigón triturado y compactado es:

$$SN_{ef} = a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3$$

$$SN_{ef} = 0,22 \times 180 \times 1,00 + 0,07 \times 100 \times 1,00 = 46,6 \text{ mm}$$

Para el cálculo del número estructural del pavimento para tránsito futuro estructural  $SN_f$  hay que transformar  $N_f = 5 \times 10^6$  ESALs correspondientes a pavimento rígido en  $N_f$  correspondientes a pavimento flexible. Para ello se divide por 1,5.

$$N_f = 5 \times 10^6 \text{ ESALs} / 1,5 = 3,33 \times 10^6 \text{ ESALs (flexibles)}$$

Se puede determinar el módulo resiliente de la subrasante sabiendo ya el módulo de reacción combinado de subrasante y sub base cuyo valor estático es  $k = 50$  kPa/mm (185 pci). No se considera pérdida de soporte dado que el valor de  $k$  es un valor resultante de un ensayo de carga hecho luego que la pérdida de soporte prevista haya tenido lugar.

Como no hay corrección por daño relativo ni por capa rígida a escasa profundidad se pasa al ábaco de fig. 4.16 con  $k_{oo} = 50$  kPa/mm (185 pci) y si el módulo resiliente de la sub base es  $E_{SB} = 158500$  kPa (23000 psi), con un espesor de 100 mm (4") se obtiene  $M_R = 21000$  kPa (3000 psi).

Con estos datos se determina el  $SN_f$  con el DARWin con estos datos:

$W_{18}$	$3.3 \times 10^6$
$p_0$	4.2
$p_t$	2.5
$R$	70 %
$S_o$	0.49
$M_R$	21000 kPa
$SN_f$	130 mm

$$D_{ol} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}} = \frac{130 - 46,6}{0,43} = 194 \text{ mm}$$

$a_{ol} = 0,43$  (concreto asfáltico)

Es una alternativa interesante dado el alto grado de deterioro del pavimento.



A.2.7. Se tiene un pavimento flexible formado por:

Concreto asfáltico	7 cm
Base granular CBR=80%	20 cm
Sub base granular CBR=40%	25 cm
Total	52 cm

al que se le desea poner un refuerzo de hormigón armado continuo para soportar  $25 \times 10^6$  ESALs.

Sobre este pavimento se observa piel de cocodrilo y peladuras. No hay fisuras transversales, ni asentamientos, ni hinchamientos.

Un ensayo no destructivo con carga pulsante de 40 kN (9000 lbs) y plato de carga de radio  $a=5,9$  pulg arrojó estas deflexiones:

$d_0 = 22,0$  milipulg =  $0,56$  mm

$d_r = 4,8$  milipulg =  $0,12$  mm a una distancia  $r=63,5$  cm (25 pulg) del centro del plato de carga

Temperatura de ensayo =  $25^\circ\text{C} = 77^\circ\text{F}$

Adoptar para el refuerzo de hormigón un módulo de deformación  $E_c = 24300$  MPa ( $248000$  Kg/cm<sup>2</sup> o  $3550000$  psi) y un módulo de rotura  $S_c' = 4,4$  MPa ( $45$  Kg/cm<sup>2</sup> o  $643$  psi). Tomar una confiabilidad  $R=80\%$  y un desvío standard  $S_o=0,39$ .

Solución

En base a los resultados del ensayo no destructivo pueden determinarse el módulo resiliente de la subrasante y el módulo dinámico medio de todo el paquete estructural.

$$M_R = \frac{C \times 0,24 \times P}{r \times d_r} = \frac{0,24 \times 40 \text{ kN}}{0,635 \text{ m} \times 0,12/1000 \text{ m}} = 126000 \text{ kPa}$$

Corrección de  $d_0$  por temperatura

Para base granular y espesor de concreto asfáltico igual a  $7,0$  cm, de fig. 11.4 se obtiene un factor de corrección para  $T=77^\circ\text{F}$  igual a  $0,95$ , por lo tanto la deflexión bajo el centro del plato de carga corregida por temperatura es:

$$d_{0\text{corregido}} = 0,95 \times 0,56 = 0,53 \text{ mm}$$

Por fig. 11.3 para:

$$M_R d_0/P = \frac{126000 \text{ kPa} \times 0,053 \text{ cm}}{40 \text{ kN}} = 167$$

y espesor de paquete  $D=52$  cm se obtiene:



$$E_p / M_R = 2,5 \implies E_p = 2,5 \times 126000 = 315000 \text{ kPa}$$

Por fig. 4.16, para  $M_R = 126 \text{ MPa}$ ,  $E_{SB} = 315 \text{ MPa}$  y  $D_{SB} = 52 \text{ cm}$  se obtiene:

$$k_{din} = 350 \text{ kPa/mm} \implies k_{est} = 175 \text{ kPa/mm}$$

No es necesario, en este caso, afectar al  $k$  por variaciones estacionales.

Con estos datos ya se puede diseñar el espesor de refuerzo, que es igual al espesor de losa necesaria para soportar  $25 \times 10^6$  ESALs.

$W_{18}$	$25 \times 10^6$
$p_0$	4.5
$p_t$	2.5
$S'_e$	4400 kPa
$E_c$	24300000 kPa
$k$	175 kPa/mm
$R$	80 %
$S_o$	0.39
$J$	2.9
$C_d$	1.0
Solución $D_f$	243 mm

El espesor de refuerzo es:

$$D_{ol} = D_f = 243 \text{ mm}$$

El programa DARWin muestra lo siguiente:

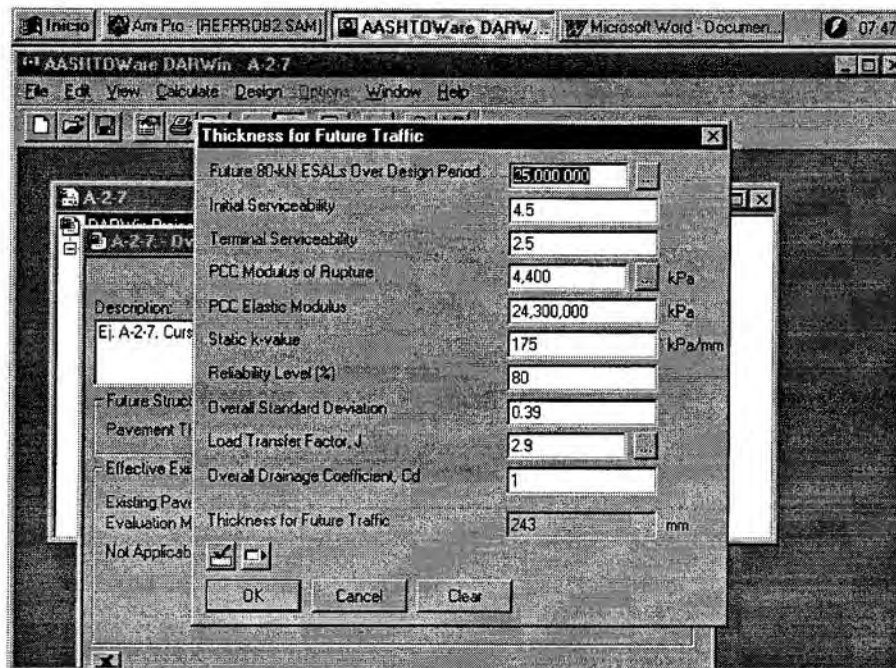


Fig. A.2.7.1. Determinación de espesor necesario de losa sobre pavimento flexible

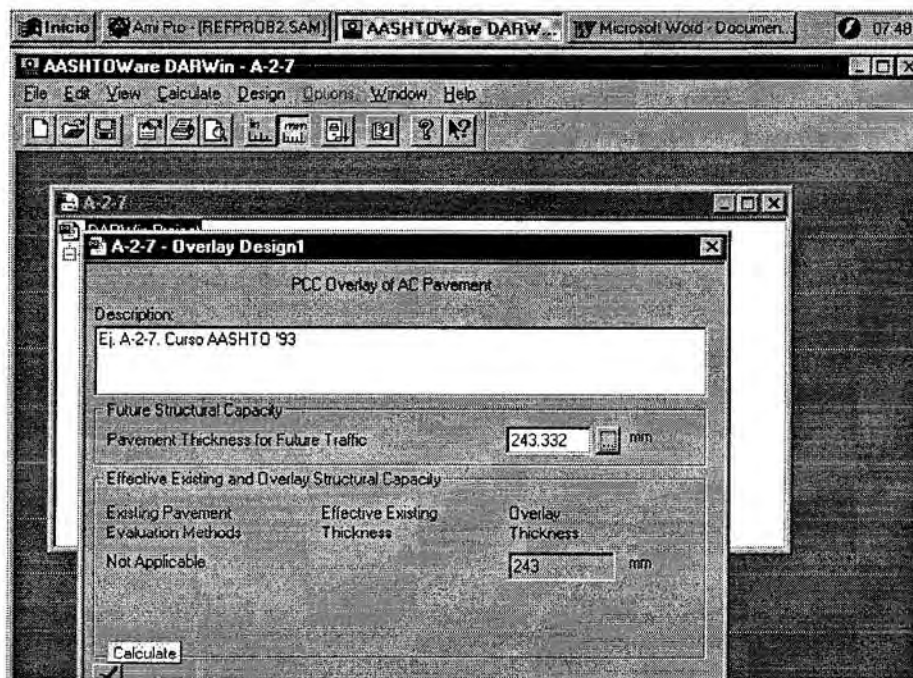


Fig. A.2.7.2. Resultado final

A.2.8. Determinar el espesor necesario de refuerzo por el criterio de vida remanente aplicando el Método AASHTO 86 en el ejemplo del problema 1.

$$M_R = 57600 \text{ kPa}$$

$$SN_0 = 83 \text{ mm}$$

$$S_o = 0,49$$

$$N_x = 4 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

$$N_y = 5 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

La vida remanente del pavimento previo al refuerzo es:

$$RL_x = (N_{fx} - N_x) / N_{fx} \times 100$$

Para  $SN_0 = 83 \text{ mm}$ ,  $M_R = 57600 \text{ kPa}$ ,  $R = 50\%$ ,  $S_o = 0,49$  y  $p_t = 1,5$  se obtiene:

$$N_{fx} = 6780319 \text{ ESALs, por lo que la vida remanente es:}$$

$$RL_x = (N_{fx} - N_x) / N_{fx} \times 100 = (6,78 - 4) / 6,78 \times 100 = 41\%$$

$$\text{Le corresponde un factor de condición } C_x = 1 - 0,7 e^{-(RL_x + 0,85)^2} = 0,86$$

El número estructural efectivo es:

$$SN_{ef} = 0,86 \times 83 = 71 \text{ mm}$$

La vida remanente del pavimento al final de la vida útil del refuerzo es:

$$RL_y = (N_{fy} - N_y) / N_{fy} \times 100$$

$$N_y = 5 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

Para:

$$W_{18} = 5 \times 10^6 \text{ ESALs}$$

$$p_o = 4,2$$

$$p_t = 2,5$$

$$R = 80\%$$

$$S_o = 0,49$$

$$M_R = 57600 \text{ kPa}$$

$$\text{se obtiene } SN_n = 102 \text{ mm}$$

Para  $SN_n = 102$ ,  $M_R = 57600 \text{ kPa}$ ,  $R = 50\%$ ,  $S_o = 0,49$  y  $p_t = 1,5$  se obtiene:

$$N_{fy} = 24207951 \text{ ESALs, por lo que la vida remanente es:}$$

$$RL_y = (N_{fy} - N_y) / N_{fy} \times 100 = (24,21 - 5) / 24,21 \times 100 = 79\%$$

Con  $RL_x=41\%$  y  $RL_y=79\%$  se obtiene un factor de vida remanente  $F_{RL}=0,94$

El número estructural a absorber con el refuerzo es:

$$SN_{ol} = SN_n - F_{RL} SN_{ef} = 102 - 0,94 \times 71 = 35 \text{ mm}$$

El espesor del refuerzo es:

$$D_{ol} = \frac{SN_{ol}}{a_{ol}} = \frac{35}{0,43} = 81 \text{ mm, en lugar de los 67 mm obtenidos por AASHTO 93 (problema 1)}$$

## ANEXO A-3

### Ejemplo de determinación del tiempo de drenaje

A.3.1. Determinar la calidad del siguiente material como capa drenante y estimar un coeficiente de drenaje para usarlo en pavimentos flexibles o en pavimentos rígidos:

Pendiente longitudinal  $S = 1,6\%$   
Pendiente transversal  $S_x = 2\%$   
Espesor capa drenante  $H = 20 \text{ cm}$   
Ancho de base permeable  $W = 4 \text{ m}$   
PTN°200:  $4\%$   
 $D_{10} = 0,6 \text{ mm}$   
 $\gamma_d = 1,7 \text{ tn/m}^3$   
 $G_s = 2,65 \text{ tn/m}^3$

Días de lluvia al año: 45

Con estos datos de entrada se calcula:

Longitud resultante de la base:  $L_R = W[(S/S_x)^2 + 1]^{0,5} = 4 [(1,6/2,0)^2 + 1]^{0,5} = 5,12 \text{ m}$

Pendiente resultante de la base  $S_R = (S^2 + S_x^2)^{0,5} = (1,6^2 + 2,0^2)^{0,5} = 2,56\%$

Factor de pendiente  $S_i = \frac{L_R S_R}{H} = \frac{5,12 \text{ m } 0,0256}{0,20 \text{ m}} = 0,65$

Volumen total  $V_T = 1,0$

Volumen de sólidos  $V_S = W_s/G_s = 1,7 \text{ tn}/2,65 \text{ tn/m}^3 = 0,64 \text{ m}^3$

Volumen de vacíos  $V_V = V_T - V_S = 1,00 - 0,64 = 0,36 \text{ m}^3$

Porosidad total  $N_{e\text{máx}} = V_V/V_T = 0,36$

Porosidad efectiva  $C = 40\%$  dado que la fracción fina es limo (Tabla 7.4)

$N_e = N_{e\text{máx}} C/100 = 0,36 \cdot 40/100 = 0,144$

Cálculo de  $k$  (coeficiente de permeabilidad) Mediante ábaco de fig. 7.10

$\gamma_d = 1,7 \text{ tn/m}^3 = 1,7 \text{ Kg/dm}^3 = 106 \text{ pcf}$  (1  $\text{kg/dm}^3 = 62,41 \text{ pcf}$ )

$k = 142 \text{ pie/día} = 5 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$

Cálculo de m:

$$m = N_e L_R^2 / H k = 0,144 \cdot 16,8^2 \text{ pies}^2 / 0,66 \text{ pies} \cdot 142 \text{ pies/día} = 0,43 \text{ días}$$

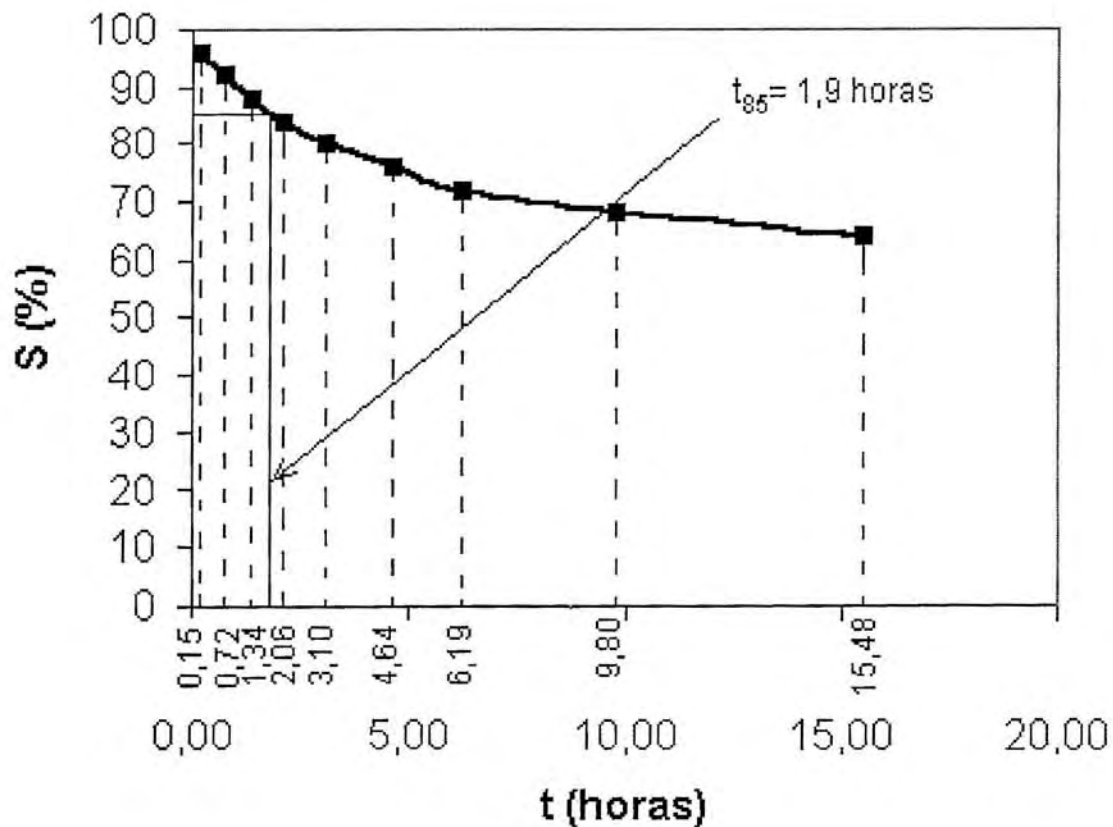
$$L_R = 5,12 \text{ m} = 16,80 \text{ pies}$$

$$H = 0,20 \text{ m} = 0,66 \text{ pies}$$

$$N_e = 0,144$$

$$k = 142 \text{ pies/día}$$

U	T	t <sub>días</sub>	t <sub>horas</sub>	N <sub>e</sub> U	V <sub>w</sub> = V <sub>v</sub> - N <sub>e</sub> U	S = V <sub>w</sub> / V <sub>v</sub> 100
0,1	0,015	0,0065	0,15	0,014	0,35	96
0,2	0,07	0,030	0,72	0,029	0,33	92
0,3	0,13	0,056	1,34	0,043	0,32	88
0,4	0,20	0,086	2,06	0,058	0,30	84
0,5	0,30	0,129	3,10	0,072	0,29	80
0,6	0,45	0,194	4,64	0,086	0,27	76
0,7	0,60	0,258	6,19	0,101	0,26	72
0,8	0,95	0,409	9,80	0,115	0,24	68
0,9	1,50	0,645	15,48	0,130	0,23	64



t<sub>85</sub> = 1,9 horas, es menor de 2 horas, la calidad del drenaje es excelente.



Porcentaje de tiempo en que el pavimento está próximo a la saturación:

$$P = \frac{(S+R)}{365} 100$$

$$R=45 \text{ días} \quad P = \frac{45}{365} 100 = 12,3\%$$

De acuerdo a tabla 7.2 (pavimentos flexibles) para drenaje excelente y niveles próximos a la saturación entre 5 y 25% corresponde  $m_i=1,30$  a  $1,20$ , se adopta  $m_i=1,25$

De acuerdo a tabla 7.3 (pavimentos rígidos) para drenaje excelente y niveles próximos a la saturación entre 5 y 25% corresponde  $C_d=1,15$  a  $1,10$ , se adopta  $C_d=1,13$ .

## ANEXO A-4

### Conversión de sistemas de unidades

Se presenta este anexo al efecto de facilitar al lector la conversión de sistemas de unidades: Inglés, Internacional y Técnico.

#### A.4.1.Unidades de masa

Masa	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 lb	0,454 Kg	0,046 tn
Internacional	2,205 lb	1 Kg	0,102 utm
Técnico	21,59 lb	9,8 Kg	1 utm

#### A.4.2.Unidades de peso

Peso	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 lb	0,00445 kN	0,454 Kg
Internacional	225 lb	1 kN	102,04 kN
Técnico	2,205 lb	0,0098 kN	1 Kg

Además:

1 Kg=9,8 N

1 tn=1000 Kg

1 kip= 1000 lb

#### A.4.3.Unidades de longitud

Longitud	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 pulg	2,54 cm	2,54 cm
Internacional	0,394 pulg	1 cm	1 cm
Técnico	0,394 pulg	1 cm	1 cm

Longitud	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 pie	0,3048 m	0,3048 m
Internacional	3,28 pies	1 m	1 m
Técnico	3,28 pies	1 m	1 m

Longitud	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 yarda	0,9144 m	0,9144 m
Internacional	1,0936 yarda	1 m	1 m
Técnico	1,0936 yarda	1 m	1 m

Longitud	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 milla	1,609 Km	1,609 Km
Internacional	0,6214 milla	1 Km	1 Km
Técnico	0,6214 milla	1 Km	1 Km

Además:

1 pie= 12 pulgadas

1 yarda= 3 pies

1 milla= 1760 yardas

#### A.4.4.Unidades de presión

Presión	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 psi	6,89 kPa	0,0703 Kg/cm <sup>2</sup>
Internacional	0,145 psi	1 kPa	0,0102 Kg/cm <sup>2</sup>
Técnico	14,223 psi	98 kPa	1 Kg/cm <sup>2</sup>

1 psi= 1 lb/pulg<sup>2</sup> (pound square inches)

1 Pa= 1 N/m<sup>2</sup>

1 kPa= 1000 Pa

1 MPa= 1000 kPa

1 tn/m<sup>2</sup>= 0,1 Kg/cm<sup>2</sup>

#### A.4.5.Unidades de peso específico

Peso específico	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 pcf	0,157 kN/m <sup>3</sup>	0,016 tn/m <sup>3</sup>
Internacional	6,36 pcf	1 kN/m <sup>3</sup>	0,102 tn/m <sup>3</sup>
Técnico	62,37 pcf	9,8 kN/m <sup>3</sup>	1 tn/m <sup>3</sup>

Además:

1 tn/m<sup>3</sup>= 1000 Kg/m<sup>3</sup>= 1 Kg/dm<sup>3</sup>= 1 gr/cm<sup>3</sup>

1 pcf= 1 lb/pie<sup>3</sup>= (pound cubic feet)

#### A.4.6. Unidades de coeficiente de reacción

Coef. de reacción	Inglés	Internacional	Técnico
Inglés	1 pci	0,271 kPa/mm	0,0277 Kg/cm <sup>3</sup>
Internacional	3,69 pci	1 kPa/mm	0,102 Kg/cm <sup>3</sup>
Técnico	36,1 pci	9,8 kPa/mm	1 Kg/cm <sup>3</sup>

1 pci= 1 lb/pulg<sup>3</sup> (pound cubic inches)

1 Kg/cm<sup>3</sup>= 1000 tn/m<sup>3</sup>

#### A.4.7. Conversión de temperaturas

##### A.4.7.1. Pasaje de grados centígrados a grados Farenheit

$$T^{\circ}\text{F} = 9/5 T^{\circ}\text{C} + 32$$

Diferencia de temperaturas

$$\Delta T^{\circ}\text{F} = 9/5 \Delta T^{\circ}\text{C}$$

##### A.4.7.2. Pasaje de grados Farenheit a grados centígrados

$$T^{\circ}\text{C} = 5/9 (T^{\circ}\text{F} - 32)$$

Diferencia de temperaturas

$$\Delta T^{\circ}\text{F} = 5/9 \Delta T^{\circ}\text{C}$$