

# DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

Fredy Alberto Reyes Lizcano



**CEJA**

CENTRO EDITORIAL JAVERIANO

*EDITORIAL  
ESCUELA  
COLOMBIANA  
DE INGENIERÍA*

## CONTENIDO

RECONOCIMIENTOS	19
INTRODUCCIÓN	21

### PRIMERA PARTE FUNDAMENTOS DE DISEÑO POR MÉTODOS RACIONALES DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE

<b>Capítulo 1. PAVIMENTOS</b>	<b>25</b>
Índice de capacidad portante de la plataforma	25
Unidades climáticas	26
Clases de capacidad portante de los suelos	26
Tránsito	27
Repartición del tránsito	28
Peso máximo del eje	28
Clases de tránsito	28
Estructuras de pavimentos	30
Plataforma	30
Capa de subrasante	31
Capa de subbase	33
Capas de base	40
Capas de imprimación y de liga	50
Capas de rodadura	50
Tipos particulares de revestimientos	57
Concretos asfálticos clavados	58
Reología del asfalto	58
Propiedades reológicas de los materiales asfálticos	58
Mecánica del medio continuo	59

Clasificación de los cuerpos a partir de su ecuación reológica de estado	61
Líquido de Newton o líquido puramente viscoso	63
Cuerpos viscoelásticos	64
Generalización	65
Flujo y relajación	66
Flujo de los cuerpos viscoelásticos	66
Relación entre los cuerpos viscoelásticos	68
Recubrimiento	70
Modelos reológicos	70
Viscoelasticidad lineal. Función de flujo y relajación	73
Función flujo	74
Deformación en el instante $T$	74
Función relajación	76
<b>Tipos y usos de asfaltos</b>	<b>77</b>
Asfaltos	77
Clasificación y especificaciones	77
Usos y funciones del asfalto	79
Composición química del asfalto	80
Modelo desarrollado por SHRP	84
Características reológicas del asfalto	86
Asfaltos modificados	86
Durabilidad de los asfaltos	99
Especificaciones de los cementos asfálticos	102
Propiedades reológicas y comportamiento en servicio	109
Asfalto espumado	114
Emulsión de asfalto modificado con polímero	118
Especificaciones de utilización	121
Controles	122

---

## **Capítulo 2. GENERALIDADES SOBRE LA FATIGA DE MATERIALES** **123**

---

Límite de fatiga	126
Dispersión de la duración de la vida	126
Acumulación de daños. La ley de Miner	127
<b>Suelos</b>	<b>128</b>
Leyes de comportamiento mecánico de los suelos	128
Análisis en el laboratorio	128
Ensayos de placa	129
Influencia del desviador para un número de ciclos de carga dado	132
Límites usualmente admitidos de deformación elástica para un suelo en función del número de ciclos	132

Grava no tratada: un material que se comporta como un suelo	134
Aproximación teórica de laboratorio	134
Aproximación empírica <i>in situ</i>	136
Materiales tratados con ligantes hidráulicos	137
Diferentes tipos de ensayos	137
Resultado de ensayos	138
Curvas de esfuerzo deformación - definición del módulo E	140
Ensayos de fatiga	141
Materiales asfálticos	141
Módulo de deformación	142
Influencia de la temperatura y de la frecuencia	143
Ensayos de fatiga	145
Influencia de la temperatura	145
Ensayos de tracción directa	146
<b>Capítulo 3. DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS</b>	<b>149</b>
Modelos de la mecánica de calzadas	151
Modelo de Boussinesq	151
Modelos bicapas	154
Modelos multicapas (Burmister, 1943)	160
Aplicación de los modelos de cálculo	164
Estructuras tradicionales	164
Determinación de esfuerzos y deformaciones	166
Determinación de esfuerzos	173
Determinación de ciertas características de materiales de calzadas	179
Suelo soporte	179
Materiales granulares en gravas no tratadas	181
Capas en materiales asfálticos	182
Capas en materiales tratados con ligantes hidráulicos	186
Aplicación numérica a las fórmulas de cálculo	190
Fórmulas de Boussinesq	190
Fórmulas de Westergaard	192
Fórmula de Palmer y Baber	195
Fórmulas de Odemark	195
Comparación con Alize III	195
Conclusiones	196

<b>Capítulo 4. APLICACIÓN DE MODELOS DE CÁLCULO. ALIZE III</b>	<b>197</b>
Estructuras tradicionales	199
Esquematización de las estructuras tradicionales y su funcionamiento	200
<b>Capítulo 5. RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE CAPAS ASFÁLTICAS</b>	<b>207</b>
Materiales asfálticos usados en pavimentación	209
Introducción	209
Mezclas asfálticas en caliente para capas de rodadura y de liga sobre soportes poco deformables	210
Mezclas asfálticas semiabiertas	210
Granulometría	210
Contenido en ligante	211
Propiedades	211
Mezcla asfáltica de mantenimiento en capa delgada	213
Tipos de carpetas de mantenimiento	214
Finos de aporte para mezclas asfálticas de rodadura	215
Mejoradores de adhesividad para mezclas asfálticas	216
Equipos de fabricación	217
Centrales asfálticas	217
Dosificadores de materiales granulares	221
Equipos de extendido y terminado	221
Equipos de compactación	222
Ejecución de los trabajos	222
Reconocimiento del soporte, extendido y nivelación	227

**SEGUNDA PARTE**  
**FUNDAMENTOS Y DISEÑO POR MÉTODOS RACIONALES**  
**DE PAVIMENTOS EN CONCRETO**

<b>CAPÍTULO 1. CALZADAS EN CONCRETO</b>	<b>237</b>
Introducción	239
Generalidades	240
El concreto: definición y características generales	240
Ventajas y desventajas del concreto como material de calzadas	243

<b>CAPÍTULO 2. CONCEPCIÓN DE CALZADAS EN CONCRETO</b>	<b>251</b>
Introducción	253
Funcionamiento de las calzadas en concreto	253
Modelos de la mecánica de calzadas	253
Modelo de Westergaard (1926)	253
Modelos multicapas (Burmister, 1943)	255
Modelo de elementos finitos Dalle	257
Modelación del componente de la calzada. Ilustración del modelo de Burmister (programa Alize III del LCPC)	260
Modelación del comportamiento a la fatiga del concreto	260
Valoración del tránsito	262
Valoración de las juntas y las fisuras	262
Esquema del funcionamiento de las calzadas en concreto	267
Dimensionamiento de calzadas en concreto	272
Calzadas con tránsito pesado	272
Calzadas de tránsito bajo	275
Calzada en placa gruesa para tránsitos medios y pesados	276
Concreto reforzado en continuo	276
<b>Capítulo 3. MATERIALES</b>	<b>279</b>
Introducción	281
Revisión sobre el consumo de materiales	281
Cemento	282
Generalidades	282
Acciones y papeles del cemento dentro de la mezcla	283
Valores límites de las características del cemento	284
Selección del cemento y precauciones particulares	286
Elementos finos de adición	286
Generalidades	286
Origen y producción de cenizas volantes	287
Características y composición química de las cenizas volantes	287
Acción de la ceniza volante y forma de utilización	288
Caso de las cenizas húmedas	288
Agregados	289
Generalidades	289
Características de los granulares y valores límites	289
Selección de los granulares y precauciones particulares	290
Agua	293
Aditivos	293

Generalidades	293
Papel de los aditivos	293
Aceros	294
Retardadores del fraguado de superficie	295
Productos de curado	295
Productos para juntas	295
Formulación del concreto	296
Objetivos	296
Características requeridas para los concretos utilizados en técnicas viales	297
Esquema general para un estudio de composición	298
Aplicación de diferentes concretos	300
Concreto poroso	301
Estudio de la compatibilidad de los constitutivos	302
<b>CAPÍTULO 4. EJECUCIÓN DE UNA CALZADA NUEVA</b>	<b>303</b>
<hr/>	
Generalidades	305
Extendido y colocación entre formaletas fijas	307
Colocación y nivelación de las formaletas	307
Tipos de equipos y límites de utilización	309
Extendido y colocación de concreto con máquinas de formaleta deslizante	310
Introducción	310
Descripción del grupo de extendido	311
Funciones principales de los equipos	313
Función de transferencia y guiado de los equipos de extendido	318
Prueba de conveniencia del extendido	323
Trabajos previos	324
Realización de la fundación del concreto pobre	325
Colocación de armaduras para concreto armado continuo	326
Colocación de los aceros	328
Colocación de pasadores	329
Juntas	331
Papel y momento de ejecución	331
Equipos y técnicas de corte	332
Juntas transversales de retracción y flexión	334
Juntas longitudinales de retroflexión	335
Juntas transversales de construcción	335
Juntas longitudinales de construcción	336
Paradas de obra	336

Reinicio del equipo	337
Llenado de juntas	337
Trabajos de terminado	339
Descascaramiento químico	339
Clavado-desnudo	341
Estriado	341
Curado del concreto	342
Influencia de las condiciones atmosféricas	343
Colocación del concreto en tiempo cálido	343
Colocación del concreto en tiempo de lluvia	344

### TERCERA PARTE

## DISEÑO AVANZADO POR MÉTODOS RACIONALES DE ESTRUCTURAS FLEXIBLES, CAPAS ASFÁLTICAS GRUESAS, GRAVAS TRATADAS CON LIGANTES HIDRÁULICOS, ESTRUCTURAS MIXTAS, INVERSAS Y DE CONCRETO

<b>CAPÍTULO 1. EJEMPLOS NUMÉRICOS CON EL USO DE LOS PROGRAMAS CEDEM, ALIZE III, KENPAV Y DEPAV</b>	<b>349</b>
Datos requeridos para el dimensionamiento de estructuras de pavimentos	351
Tránsito	352
Clases de tránsito	352
Tránsito equivalente	353
Valor del Coeficiente de Agresividad Media (CAM)	354
Parámetros de la base de cálculo	354
Datos climáticos y del ambiente	354
Parámetros descriptivos de la plataforma de soporte	355
Suelo soporte	355
Capa de subbase	355
Materiales de las capas de pavimento	356
Metodología para el diseño	360
Predimensionamiento	360
Cálculo de la estructura	360
Verificación de las deformaciones del soporte por fatiga de la estructura	360
Ajuste de los espesores calculados	360
Diseño para las familias de estructuras de calzadas	361
Verificación común de la subrasante y de las capas no ligadas	361
Capas granulares	362

Calzadas flexibles y asfálticas gruesas	362
Pavimentos con capas tratadas con ligantes hidráulicos	371
Calzadas con estructura mixta	382
Calzadas con estructura inversa	391
Calzadas en concreto	402
Pasadores para las calzadas de placas	407
Cálculo de la agresividad del tránsito	411
Agresividad de un eje	411
Agresividad de un vehículo pesado	412
Agresividad del tránsito	412
Ejemplo de cálculo detallado de la agresividad de un tránsito	413

## **CAPÍTULO 2. CÁLCULO DE CALZADAS DE CONCRETO POR ELEMENTOS FINITOS 417**

Características generales de modelos matemáticos	419
Definición de un modelo	419
Representación de las cargas exteriores	419
Representación de estructuras	420
Modelo de Burmister	422
Transformación de Henkel	422
Resolución de $\Delta^2 \varphi = 0$	423
Condiciones límites del problema	423
Caso de una carga puntual	424
Caso de cargas múltiples	425
Modelo de Westergaard	426
Modelo de placa	427
Definición del modelo	427
Representación matemática	428
Formulación variacional	429
Definición del problema aproximado	430
Resolución del problema aproximado	432
Ecuación del modelo de placa	434
Modelo de placa de tres dimensiones	434
Escogencia de la malla	435
Cálculo de la energía potencial de la placa	436
Cálculo de la energía del sustrato	438
Cálculo de la energía del sustrato. Caso general de un masivo estratificado multicapa elástico	441
Eliminación de las variables implícitas	444

<b>CAPÍTULO 3. ANÁLISIS TEÓRICO DEL BOMBEO EN PLACAS DE CONCRETO</b>	<b>449</b>
Elementos teóricos de base	451
Expulsión del agua en una sola dirección	452
Expulsión del agua en dos direcciones	453
Presión del agua bajo las placas	454
Erosión por la acción dinámica del agua	455
Estimación de las velocidades de expulsión del agua	457
Balance del desplazamiento de los finos bajo placas	457
Balance de la fuerza de portancia	458
Balance de la ecuación de energía	459
<b>CAPÍTULO 4. MÉTODO DE CÁLCULO DE REFUERZO CON MATERIALES TRATADOS</b>	<b>461</b>
Esquematzación de la carga. Intensidad de aplicación	463
Intensidad de aplicación de las cargas $N$	464
Modelación de la antigua calzada	464
Características de los materiales	465
Soporte	466
Materiales granulares GNT	467
Materiales bituminosos	467
Materiales tratados con ligantes hidráulicos	469
Dispersión y riesgo	470
Riesgo	473
Cálculo del espesor	474
Ejemplo de aplicación	475
Dimensionamiento de capas no tratadas	476
Esquematzación de una estructura flexible	476
Ejemplo de aplicación	477
Recomendaciones	478
Primer caso	478
Segundo caso	478
Metodología racional para la estimación de daños en calzadas nuevas y rehabilitadas en pavimento flexible	478
Método recomendado	479
Conocimiento del tránsito	483
Esquematzación estructural del pavimento	485
Criterios de clasificación de un pavimento	487
Conclusiones y desarrollo del método	495

Ejemplos resueltos	496
Ejercicio	502
<b>ANEXO A. DISEÑO AVANZADO POR MÉTODOS RACIONALES</b>	<b>503</b>
Manual del usuario	505
Cedem (Cálculo de Esfuerzos y Deformaciones en Estructura Multicapa)	505
Descripción	505
Parámetros del programa	506
Funcionamiento del programa	510
Kenpav (diseño racional de pavimentos)	510
Instalación	511
Acceso	511
Inicio	511
Cálculo del tránsito	512
Tipo de estructura	513
<b>ANEXO B. TABLAS RESUMEN PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS POR MEDIO DE METODOLOGÍA RACIONAL</b>	<b>539</b>
Características de los materiales	541
Materiales tratados	541
Materiales tratados en comportamiento en fatiga	542
Mezclas asfálticas	544
Gravas asfálticas	544
Capas de rodadura con módulo elevado	545
Materiales tratados con emulsión asfáltica	546
Materiales de concreto	546
Materiales tratados con ligantes hidráulicos	546
Tránsito	548
Determinación del Coeficiente de Agresividad Media (CAM)	548
Determinación del valor del riesgo	549
Valores probabilísticos de la ley normal	549
Solicitaciones admisibles	550
Espesores mínimos tecnológicos	552
Espesor mínimo tecnológico para capas asfálticas	552
Subrasante	553
BIBLIOGRAFÍA	555
ÍNDICES	573

## RECONOCIMIENTOS

*Agradezco la colaboración de César González, Alexander Rodríguez, Mauricio Rey, Adriana Ordóñez, Paola Geney, Gertrudis Arrieta, Luis Alfonso Mantilla y Ana María Cáceres, asistentes graduados, quienes ayudaron a pasar los manuscritos y a realizar las figuras durante los cinco años de gestación de este trabajo en sus múltiples etapas y correcciones. Finalmente se logró este documento, que se ha probado con éxito en cursos de maestría y especialización en universidades como la Javeriana, los Andes, Militar y Católica; además, algunos de sus capítulos se han citado en conferencias dictadas en Eafit, Escuela Colombiana de Ingeniería, Universidad Industrial de Santander (UIS) y Universidad de Cartagena, así como en varios simposios nacionales e internacionales.*

## INTRODUCCIÓN

*El autor desea transmitir a generaciones actuales y futuras los conocimientos adquiridos en Francia durante el doctorado que realizó en el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées y en la Ecole Nationale Supérieure de Mécanique de Nantes, su práctica profesional de quince años, y su experiencia docente e investigativa tanto en la Universidad de los Andes como en la Pontificia Universidad Javeriana en los tres últimos años, mediante un enfoque moderno de la ciencia de los pavimentos para Colombia, con la pretensión de que lo incluido en este libro sea un grano de arena que ayude a resolver la crisis y el atraso que presenta el país en el sector vial.*

*El texto consta de dos partes, una muy básica y otra más avanzada, con el propósito de que sirva tanto para estudiantes del ciclo básico de ingeniería civil, de especialización y de magíster, como también para profesionales y técnicos de la especialidad. A lo largo del texto se hace un llamado al ingeniero para que se interese en la investigación y tenga confianza en utilizar tecnologías modernas, más próximas al comportamiento real de las estructuras de los pavimentos.*

*En la obra se producen conceptos teóricos y prácticos por medio de la teoría de la elasticidad (métodos racionales) y de leyes de fatiga para los materiales que conforman las capas de los pavimentos; así mismo se desarrolla la metodología de Alize III para el cálculo de espesores nuevos y de espesores de refuerzo, al igual que los softwares Kenpav y Cedem, los cuales se entregan en CD, para uso académico.*

*Igualmente, se trata lo referente al empleo de los elementos finitos y el análisis teórico del fenómeno del bombeo en pavimentos rígidos.*

*En la actualidad está en proceso de elaboración un segundo libro, denominado Extendido, compactación y auscultación dinámica de pavimen-*

*tos, en el que se incluye una metodología de auscultación dinámica de calzadas y aspectos del extendido y compactación de capas, desde la óptica de la modelación matemática, así como de transferencia de energía.*

*La metodología que se propone en este libro es válida, pero se recomienda no inventar los valores de módulos ni de leyes de fatiga, pues el texto se basa en mezclas más elaboradas y que cumplen con especificaciones más severas, las que se rigen por los lineamientos del Manual de diseño de pavimentos, del IDU-Universidad de los Andes, del cual el autor participó como investigador principal. Para las mezclas que se utilizan normalmente en el país, el diseñador está en la obligación de ejecutar los ensayos de caracterización dinámica en un laboratorio certificado*

*La universidad y el autor no asumen ninguna responsabilidad por el mal uso del método racional y menos aún si los valores tomados son inventados por el usuario y no medidos.*

# PRIMERA PARTE

## Fundamentos y diseño por métodos racionales de estructuras de pavimento flexible

# **CAPÍTULO 1**

---

## ***Pavimentos***

## ÍNDICE DE CAPACIDAD PORTANTE DE LA PLATAFORMA

**P**ese a que existe un gran número de ensayos realizados en diversos laboratorios, no hay una carta que contenga las condiciones de los materiales debido a las enormes diferencias climáticas y geológicas de cada región; por esto el ensayo de *California Bearing Ratio* (CBR) ha perdurado al tratar de caracterizar la capacidad portante de los suelos, que es la mejor forma de diferenciar los suelos sobre la base de su resistencia al punzonamiento, pero de ninguna manera refleja el efecto de la aplicación de las cargas del tránsito. El modo ideal para caracterizar los suelos es por medio de leyes que sí permiten describir su comportamiento, tales como su módulo elástico y su ley de fatiga.

De todas maneras, el valor que se toma en las metodologías tradicionales para el diseño es la capacidad de soporte CBR para los suelos que se encuentran 30 cm arriba de la plataforma, entre los cuales están:

- Terraplén en corte
- Capas de relleno
- Terreno natural
- Capa de forma

Los esfuerzos que se aplican en la superficie se disipan a través del espesor de cada una de las capas de la calzada, cuyas dimensiones se definirán en la medida en que eviten el punzonamiento y cizallamiento del suelo que yace en la profundidad (subrasante).

La capacidad portante CBR se determina en función de las condiciones de densidad y del contenido de agua, por lo que se recomienda tomar el CBR cuando las condiciones críticas del terreno (en época de lluvia) son iguales a las del laboratorio; esto se logra cuando la probeta se encuentra en estado de saturación, es decir, cuando se han cura-

do las probetas durante tres días al aire y cuatro días inmersas en agua, para obtener así un valor de CBR que corresponda al del 95% de la densidad del Óptimo Proctor Modificado (OPM).

### **Unidades climáticas**

En los países tropicales se distinguen tres grandes unidades climáticas:

#### ***Zona desértica***

Con una pluviometría muy baja (menos de 300 mm por año), los suelos rara vez se hallan saturados y el contenido natural de agua permanece la mayor parte del tiempo por debajo del Óptimo Proctor Modificado.

#### ***Zona tropical con estación seca bien definida***

Corresponde a la zona de sabana, en la cual el contenido de agua natural en algunos puntos excede el contenido del Óptimo Proctor Modificado.

#### ***Zona ecuatorial con alta pluviometría***

Corresponde a la zona de bosques en la cual las precipitaciones exceden 1,2 m por año y los suelos permanecen saturados una gran parte de los doce meses, con un contenido de agua superior al del Óptimo Proctor Modificado.

Como regla general, en la determinación del CBR la duración de la inmersión de las probetas sometidas a punzonamiento será de cuatro días.

### **Clases de capacidad portante de los suelos**

Para los diversos tipos de suelos encontrados en los países tropicales, se hizo una clasificación basándose en los valores de CBR, la cual se muestra a continuación.

**Tabla 1.1**  
Clasificación de los suelos según los valores de CBR

<b>Tipo subrasante</b>	<b>CBR</b>	<b>Módulo (E) MPa</b>
S1	CBR < 5	25
S2	5 < CBR < 10	50
S3	10 < CBR < 15	75
S4	15 < CBR < 30	150
S5	CBR > 30	300

Los suelos de baja resistencia son los que presentan mayor problema, por lo que se les debe prestar una significativa atención y realizar más ensayos de laboratorio. En Colombia ya se pueden efectuar ensayos de tipo dinámico.

De todas maneras, se debe buscar siempre el mejor suelo posible para la plataforma y asegurar una buena capacidad portante en los 30 cm superiores.

Si un suelo tiene un CBR entre dos y cinco se sustituirán aproximadamente 50 cm con un material que esté clasificado dentro de un índice de soporte superior a S2 o se tratará el suelo soporte con cal o cemento. La baja capacidad portante de los suelos se debe por lo general a un contenido excesivo de agua, por lo cual hay que prestar atención al drenaje; las subrasantes con valores de CBR inferiores a dos ameritan estudios muy particulares y soluciones un poco apartadas de los tratamientos convencionales, como por ejemplo el uso de geobloques, tramos piloteados o pantallas drenantes; igualmente, por razones de costos, se pueden buscar otras alternativas de trazo.

El dimensionamiento de las calzadas debe hacerse en dos tiempos, el primero de ellos en el momento del estudio del anteproyecto, donde el dimensionamiento será un indicativo y el estudio se basará en los suelos encontrados en la vecindad del trazado.

El dimensionamiento definitivo ha de efectuarse antes de realizar el movimiento de tierras, antes de definir los materiales de canteras, aluviales, y las condiciones de ejecución de la obra o métodos constructivos; es aquí donde se justifica el uso de ensayos dinámicos para caracterizar los materiales.

## TRÁNSITO

Esta es quizás la variable de mayor importancia para calcular los espesores del pavimento. El tránsito que soportará la vía durante el período para el cual se ha dimensionado es siempre difícil de prever, motivo por el cual se recomienda disponer de estaciones de pesaje o cables piezométricos que mantengan información de las cargas. Si se presentan variaciones en el tránsito, el cual puede aumentar en forma distinta de lo previsto a causa del cambio de las condiciones económicas de la región, el diseño estará subdimensionado, por lo que se deberá reforzar la estructura progresivamente.

En general, una calzada se debe dimensionar para un período de quince años antes de su deterioro, sin tener en cuenta los refuerzos.

### Repartición del tránsito

Si la ruta tiene menos de 7 m de ancho, se toma el total del tránsito en los dos sentidos de circulación. Si la vía tiene más de 7 m o si las vías son de circulación unidireccional, el tránsito se considerará en el carril más cargado.

### Peso máximo del eje

Las estructuras propuestas están previstas para soportar el eje simple estándar de 130 kN de referencia y un porcentaje de sobrecargas que no exceda el 10%.

### Clases de tránsito

Las clases de tránsito retenidas se definen de muchas maneras, en función del grado de precisión de los datos disponibles:

- Tránsito Promedio Diario (TPD).
- Tránsito acumulado de vehículos pesados (carga superior a cinco toneladas).
- Tránsito acumulado, calculado según las equivalencias de los ejes.

### Tránsito Promedio Diario (TPD)

Se define como la intensidad máxima promedio para una duración de vida del orden de quince años, donde se incluyen todas las clases de vehículos y los porcentajes promedios de vehículos pesados se acercan a un valor del 30% del tránsito total.

Tabla 1.2  
Clasificación del Tránsito Promedio Diario (TPD)

Clasificación del tránsito	Número de vehículos por día
T <sub>1</sub>	Menos de 300
T <sub>2</sub>	Entre 300 y 1.000
T <sub>3</sub>	Entre 1.000 y 3.000
T <sub>4</sub>	Entre 3.000 y 6.000
T <sub>5</sub>	Entre 6.000 y 12.000

### Tránsito en número acumulado de vehículos pesados

Este caso no se considera cuando la estimación del tránsito acumulado en número de vehículos pesados es significativa (carga superior a 5 ton).

**Tabla 1.3**  
 Clasificación del tránsito a partir del número acumulado de vehículos pesados

Clasificación del tránsito	Número acumulado de vehículos pesados
T <sub>1</sub>	Menor de 500.000
T <sub>2</sub>	Entre 500.000 y 1.500.000
T <sub>3</sub>	Entre 1.500.000 y 4.000.000
T <sub>4</sub>	Entre 4.000.000 y 10.000.000
T <sub>5</sub>	Entre 10.000.000 y 20.000.000

Las formulas que se deben aplicar para calcular el tránsito son las siguientes:

*Crecimiento exponencial*

$$t_n = t_1(1+i)^{n-1}$$

$$365 \sum_1^n t_n = 365 \frac{t_1 [(1+i)^n - 1]}{i}$$

*Caso crecimiento lineal*

$$t_n = t_1 [1 + (n-1)i]$$

$$365 \sum_1^n t_n = 365n \frac{[2 + (n-1)i]}{2}$$

Donde:

t<sub>1</sub> = tránsito promedio diario del primer año (TPD<sub>1</sub>).

t<sub>n</sub> = tránsito promedio diario del año n.

n = número de años (vida).

i = tasa de crecimiento anual del tránsito.

365 ∑ t<sub>n</sub> = tránsito acumulado durante la duración de vida (n).

El tránsito se debe expresar siempre en número de ejes equivalentes.

El eje de referencia usado en el país es 80 kN, y como no existe una forma de equivalencia directa entre éste y el de 130 kN, se adopta la fórmula dada por Liddle, que se define con el eje estándar de 80 kN o preferiblemente el de 130 kN.

$$C = \left( \frac{P}{80} \right)^\alpha \quad \text{ó} \quad C = \left( \frac{P}{130} \right)^\alpha$$

$P$  = peso del eje simple en kilonewtons

$\alpha$  = cuatro para calzadas flexibles

$8 < \alpha < 20$  para calzadas rígidas

En el capítulo 4 de la tercera parte se mostrará que los valores de  $\alpha$  varían según los materiales y que la única manera de obtener el valor de  $\alpha$  es a partir de las leyes de fatiga.

**Tabla 1.4**  
Clasificación del tránsito a partir de los ejes equivalentes

Ejes equivalentes de 13 ton	Ejes equivalentes de 8,2 ton
$T_1 < 500.000$	$T_1 < 3.000.000$
$500.000 < T_2 < 1.500.000$	$3.000.000 < T_2 < 10.000.000$
$1.500.000 < T_3 < 4.000.000$	$10.000.000 < T_3 < 25.000.000$
$4.000.000 < T_4 < 10.000.000$	$25.000.000 < T_4 < 60.000.000$
$10.000.000 < T_5 < 20.000.000$	$60.000.000 < T_5 < 100.000.000$

## ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS

Para que las estructuras tengan un comportamiento satisfactorio, se requiere:

- Que los materiales que constituyan las diversas capas tengan características que respondan a unas exigencias mínimas de calidad.
- Que las ejecuciones de calidad de las calzadas respeten los procedimientos constructivos.

### Plataforma

Por lo general, se entiende por plataforma la capa que se encuentra 30 cm arriba del terraplén. Es indispensable disponer de una buena capa de soporte para que el cuerpo de calzada se pueda construir y conservar en el tiempo, sin deformarse.

En las zonas húmedas se implementará un sistema de drenaje que permita la aireación y secado de la capa.

Cuando un suelo tenga un CBR inferior a cinco, es preferible sustituir dicho material por uno de mejor calidad o tratar la plataforma en el sitio con cal, cemento o geotextil. El CBR que se tomará en cuenta para el dimensionamiento del espesor y de la calidad del material de sustitución será el resultante de la combinación de estos dos.

Se deben tratar o eliminar suelos que presenten las siguientes características geotécnicas:

- $IP > 40$
- $LL > 70$
- Expansión lineal en molde de  $CBR > 2\%$
- Contenido en materia orgánica  $> 3\%$

Algunas de las mejoras de los tratamientos son las siguientes:

- El tratamiento con cal viva permite bajar el contenido de agua y el índice plástico.
- Los tratamientos mecánicos, como adicionar arena o piedra, le dan un esqueleto a la plataforma arcillosa.
- Los geotextiles permiten colocar capas de forma sobre suelos finos plásticos con alto contenido de agua, que sirven de colchón. Se prevé al nivel de plataforma un grado de compactación de al menos 95% del Proctor modificado. En ciertos suelos sensibles se debe evitar al máximo mover el material.

Los suelos finos, cuyo contenido de agua es cercano a la saturación, conducen a la baja compactación por el fenómeno de acolchamiento. No es posible obtener el grado de compactación deseado y la intensificación de la energía resulta ineficaz.

La deformabilidad de la plataforma puede apreciarse por las medidas de deflexión bajo el paso de un eje cargado. Los valores de deflexión admisible dependen del tipo de calzada propuesto, del tránsito supuesto y del suelo de la plataforma, donde se admite que las deflexiones máximas sean de 200/100 mm, medidas bajo el eje de trece toneladas después de la compactación.

### **Capa de subrasante**

Es necesario que los materiales de sustitución o de aporte tengan un  $CBR \geq 10$  para la circulación de los equipos, cuando el suelo natural presenta insuficiencia portante. La capa de forma es indispensable para los suelos en los que resulta imposible alcanzar el 95% de la densidad seca máxima del Proctor Modificado.

**Tabla 1.5**  
Recomendaciones para sustituir un material de la plataforma

Material que reemplaza el S1 CBR	Aporte Espesor mínimo (cm)	Nueva clase de la plataforma que se debe tener en cuenta
5-10 (S2)	45	S2
10-15 (S3)	35	S2
10-15 (S3)	45	S3
15-30 (S4)	30	S2
15-30 (S4)	35	S3
15-30 (S4)	50	S4

De acuerdo con este criterio, es posible utilizar diversos suelos; sin embargo, deben evitarse:

- Aquellos cuyo tamaño máximo de partículas sea superior a 150 mm.
- Aquellos cuyo porcentaje de finos (tamaño menor de 0,075 mm) sea superior a 35 o 45% y su índice de plasticidad supere 20 o 30, dependiendo del tránsito.

Es posible tratar suelos finos con  $IP < 25$ .

Cuando el suelo de subrasante lo conformen suelos finos con un elevado grado de saturación, deberá tenerse en cuenta que éstos presentan el fenómeno de colchón elástico durante la compactación. En tales casos no es posible obtener el grado de compactación deseado y el aumento de la energía de compactación resulta contraproducente; deberá tratarse entonces de disminuir la humedad del suelo o estabilizarlo mecánicamente con alguno de los métodos antes mencionados.

**Tabla 1.6**  
Deflexiones máximas admisibles con viga Benkelman (1/100 mm)

Nivel de medida	Medidas realizadas antes de la recepción (temporada seca)							Vía en servicio luego de la estación de lluvias
	Tipo de subrasante							
	Subrasante			Subbase		Base		
Tránsito	S1	S2	S3	S4	S5	S1 a S5	S1 a S5	
T <sub>1</sub>	500	400	350	350	300	300	125 a 150	150
T <sub>2</sub>	400	250	250	200	200	200	90 a 100	100
T <sub>3</sub>	250	200	200	150	150	150	60 a 65	65
T <sub>4</sub>	200	150	100	200	100	100	35 a 40	40

Deflexiones máximas ( $D_m + 1,3\sigma$ ) en 1/100 mm bajo un eje de 130 kN. Deflexiones medidas por lo menos con siete días de curado de los materiales tratados. Los valores de la subrasante son órdenes de magnitud para efectos comparativos.

Para apreciar en el sitio la calidad de la subrasante, se puede medir su deformabilidad. Ésta se determina al medir las deflexiones producidas por la aplicación de la carga de un eje de 130 kN mediante una viga Benkelman. Los valores de deflexión admisibles dependen del tránsito y del suelo de subrasante. Pueden admitirse como aceptables los valores que se presentan en la tabla 1.6.

**Criterios de protección de las capas granulares**

Cuando la subrasante está constituida principalmente por suelos finos existe el peligro de que se produzca su migración, contaminando así las capas granulares y afectando sus propiedades mecánicas.

Para evitar este problema, se pueden verificar los siguientes criterios:

$$4S_{15} < F_{15} < 4S_{85}$$

$$5S_{15} < F_{15} < 5S_{85}$$

$$5 < F_{50} / S_{50} < 10$$

donde:

$S_{15}, S_{50}, S_{85}$  : son las aberturas de los tamices por los cuales pasan el 15, 50 u 85% del suelo de subrasante.

$F_{15}, F_{50}, F_{85}$  : son las aberturas de los tamices por los cuales pasan el 15, 50 u 85% del material granular que hay que proteger.

En caso de que no se cumpla ninguno de estos criterios, se deberá colocar un material que realice la función de separación.

**Capa de subbase**

Cualquiera que sea la estructura en la cual estén incluidos, los materiales para capas de subbase deben tener un CBR no inferior de 30, obtenido el 95% de la densidad seca máxima del Proctor Modificado. Para tránsitos bajos ( $T_1$ ) se puede aceptar que el valor de CBR sea 25, y para los tránsitos más elevados ( $T_1$  y  $T_2$ ) se exigirá que sea mínimo de 35.

La dimensión máxima de los elementos no excederá los 60 mm, donde se recomienda emplear material más delgado para evitar segregación.

**Arcillas con gravas lateríticas naturales**

La alteración ferralita de las rocas en clima tropical conduce a la acumulación de incrustaciones ferruginosas (óxidos de hierro) en el perfil del material, pero se pueden utilizar si cumplen las características siguientes:

**Tabla 1.7**  
Características de las arcillas con gravas lateríticas

Granulometría (mm)	Porcentaje que pasa
40	95-100
31,5	90-100
20	75-100
10	58-100
5	40-78
2	28-65
1	22-56
0,5	18-50
80 $\mu\text{m}$	5-35

La tolerancia de porcentaje de finos y del índice de plasticidad varía según la importancia del tránsito.

**Tabla 1.8**  
Tolerancia de porcentaje de finos y del índice de plasticidad en función del tránsito

Tolerancia	T <sub>1</sub> -T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub> -T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>
Porcentaje máximo de finos pasa 80 $\mu\text{m}$	35	30	30
Índice de plasticidad máximo	30	20	20

La densidad seca mínima requerida oscila entre 1,8 y 2,0 ton/m<sup>3</sup>.

#### • Ejecución

Se hace el extendido por medio de niveladora, en capas comprendidas entre 10 y 25 cm. El contenido de agua de compactación será la humedad óptima más o menos 2% ( $w_{\text{opt}} \pm 2\%$ ) y la tasa de compactación mínima será el 95% de la densidad máxima del Proctor Modificado.

La compactación se efectuará con un compactador metálico pesado, donde la carga por rueda será mayor de 30 kN.

#### **Gravas lateríticas naturales mejoradas con cemento o cal**

En el caso de tránsitos importantes ( $\geq T_3$ ) se contempla una capa en grava cemento o en grava bituminosa, prevista en la base, que vuelve rígida la capa de subbase; además, con el fin de evitar una gran dis-

persión entre los módulos de las capas, se incorpora algún porcentaje de cemento o de cal a la grava laterítica de la subbase.

Se deben tener en cuenta las siguientes características:

- Tamaño máximo de las partículas                    de 10 a 50 mm
- Contenido en materia orgánica                            < 1,5%
- Material inferior a 80  $\mu\text{m}$                                     < 35%
- Índice de plasticidad    < 30%

La dosificación de ligante será de 2%, cuyo valor se define en laboratorio y se aumenta en 0,5% para las condiciones de obra; de este modo se pueden controlar las pérdidas por causa del viento.

Deberá realizarse una estabilización con cal si:

- $IP \geq 10$
- Pasa tamiz 0,425 mm = 15%

Las características óptimas de compactación (contenido de agua, densidad seca máxima) de la mezcla se estudiarán en los moldes del Proctor o en los moldes de CBR si el tamaño máximo de los elementos es de 5 mm.

El material mejorado se considera aceptable si el CBR corresponde al 95% de la densidad seca máxima del Proctor Modificado después de tres días de curado al aire, a temperatura ambiente y sumergido durante cuatro días, y el valor de CBR es superior a cien con el cemento y 60 con la cal.

### • Ejecución

La mezcla de la capa y el cemento se hace *in situ*, en tanto que el extendido se realiza con la niveladora en un espesor de 25 cm. El contenido en agua de compactación estará entre  $w_{opt}$  y  $w_{opt} + 2\%$ , y se debe obtener 95% de la densidad seca máxima del Proctor Modificado. La compactación se efectúa con rodillo vibrante (masa/longitud degeneratriz =  $M/L < 20 \text{ kg/cm}$ ) y con compactador de neumáticos (carga por rueda  $> 5 \text{ ton}$  y presión  $> 5 \text{ kg/cm}^2$ ), la cual debe realizarse como máximo hasta cuatro horas después de la mezcla, donde el número de pasadas es del orden de cinco a ocho para el rodillo vibrante y de quince a veinte para el rodillo de neumáticos.

La capa de base sólo se pondrá 48 horas después de la compactación. Los valores indicativos de la deformabilidad admisible oscilan entre 70/100 y 150/100 mm.

### Gravas naturales O/D

Provenientes de los ríos y los aluviales del piedemonte de zonas montañosas, contienen materiales granulares que se pueden usar en las capas de la calzada. Igualmente, la parte superior de los masivos rocosos en vías de alteración o los filones de cuarzo se pueden explotar con *ripper* y retroexcavadoras.

Se pueden obtener buenos materiales para capas de subbase con un simple tamizado, cuyo tamaño máximo no debe exceder de 60 mm; se han de tomar capas de menos de 20 cm de espesor.

Para la granulometría que se presentará a continuación, el porcentaje mínimo de finos deberá ser superior a 4% si la plasticidad es nula, y en los otros casos el índice de plasticidad será inferior a doce.

Se aconseja que los granulares no pasen de 40 mm, con el fin de evitar la segregación. En la máquina de Los Ángeles será inferior a 50% y el coeficiente de uniformidad  $C_u = D_{60} / D_{10}$  será superior a diez.

**Tabla 1.9**  
Granulometría de una grava natural O/D

Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa
60	100
40,5	80-100
20	65-90
10	40-75
5	30-60
2	20-45
1	15-37
0,4	10-20
80 $\mu$ m	4-15

La determinación del CBR sobre estos materiales, cuando tienen una fracción superior a 20 mm, es problemática pero necesaria de realizar, para evitar una eventual expansión por la presencia de los finos arcillosos.

La medida del CBR no tiene sentido si los elementos del esqueleto flotan en el seno de la matriz fina, es decir, que si el porcentaje de partículas retenido en el tamiz de 20 mm excede de 25%, entonces el CBR se hará sobre la fracción 0/20 y con una corrección sobre el contenido de agua y la densidad seca.

• **Ejecución**

Se hace el extendido con la niveladora o con el *finisher* con espesores comprendidos entre 15 y 30 cm, luego de compactado. La densidad mínima es del 95% de la densidad seca del Proctor Modificado, la cual es difícil de determinar en laboratorio cuando los materiales tienen un tamaño grande, pero se puede averiguar por medio de tramos de prueba que fijan la densidad seca y obtener así una relación del peso específico del material, fijando también el porcentaje máximo de vacíos ( $\eta$ ) que puede tener la capa luego de la compactación:

$$\eta = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$$

$\gamma_d$  = peso unitario

$\gamma_s$  = peso unitario de sólidos del material

$\eta$  = porosidad inferior al 18%

Se emplean un compactador vibrante (con M/L de 20 a 50 kg/cm), según el espesor de la capa compactada, y un compactador de neumáticos (carga por rueda > 30 kN) para hacer la compactación, la cual se controla con densímetro nuclear, cono de arena o cualquier otro método. No se pueden tomar las medidas de deflexión, dada la irregularidad de la superficie de la capa.

**Arenas arcillosas**

• **Calidad de los materiales**

Éstos provienen de depósitos sedimentarios del tipo arena, o de depósitos coluviales.

Las características geotécnicas son:

- Granulometría 0/2 a 0/10
- Pasa 80  $\mu$ m 10 a 30%
- IP 5 a 20
- $\gamma_{d \text{ máxPM}}$  1,9 a 2,10 ton/m<sup>3</sup>
- $W_{PM}$  7 a 13%
- Expansión máxima 2,5%

• **Ejecución**

Se extienden estos materiales con la niveladora y se compactan con un contenido de agua a  $W_{PM} \pm 1\%$ . Se tiene una densidad seca igual o

al menos 95% de la densidad seca máxima del Proctor Modificado. La compactación se realiza con rodillo neumático (carga por rueda > 20 kN). El espesor de cada capa oscila entre 10 y 25 cm. Se requiere confinamiento lateral. La deformación admisible varía entre 125/100 y 350/100 mm.

### **Arenas arcillosas mejoradas con cemento o cal**

Como en el caso de las gravas arcillosas, puede aumentarse la rigidez de las arenas arcillosas para estructuras comprendidas por una capa de base en grava bitumen o en grava cemento, las cuales se pueden mejorar utilizando cal viva o cemento, o una combinación de las dos.

Las arenas arcillosas aptas para ser tratadas pueden tener las características siguientes:

- Dimensión máxima 0,5 a 10 mm
- Pasa a 80  $\mu\text{m}$  < 50%
- Coeficiente de uniformidad < 10
- Índice de plasticidad < 30
- Contenido en materias orgánicas  $\leq 2\%$

### **Suelo - cemento**

La dosificación en cemento permite lograr las resistencias expresadas en la tabla 1.10 (esta dosificación se aumenta en obra 0,5%). Se debe obtener sobre probetas compactadas al 95% de la densidad seca máxima del Proctor Modificado y los siguientes valores mínimos:

**Tabla 1.10**  
Valores mínimos que se deben obtener en un suelo - cemento

Condición	T <sub>1</sub> -T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub> -T <sub>5</sub>
Resistencia a la compresión simple R <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) siete días	5	10
Resistencia a la compresión simple tres días de curado al aire y cuatro días de inmersión R' <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	2,5	5
CBR 7 días de curado al aire	80	120
CBR 3 días al aire más 4 días en inmersión en agua	60	80

Hay que desmoldar las probetas para los ensayos de compresión en seco 24 horas después de su compactación; posteriormente se parafinan o se conservan en sacos plásticos durante el curado al aire, y se registran las condiciones de curado (higrometría - temperatura).

• **Ejecución**

La fabricación se puede hacer en una central, mientras que el extendido se efectúa con niveladora o *finisher* en capas de 25 cm de espesor, máximo. En lo posible, deben evitarse las mezclas *in situ*. El contenido en agua de compactación está entre  $W_{PM}$  y  $W_{PM} - 2\%$ .

La compactación que se debe obtener ha de ser al menos del 95% de la densidad máxima del PM, y se hace entre dos y tres horas después de la mezcla, la cual se realiza por medio de un compactador neumático (cargas por rueda > 20 kN) o con vibrador. Las deflexiones máximas admisibles bajo un eje de 130 kN son de 70/100 a 250/100 mm. La circulación se permite solamente hasta el séptimo día, por efectos del fraguado.

**Suelos - cal**

Las recomendaciones complementarias relativas a los suelos para ser tratados con cal y utilizados en capas de subbase son un índice de plasticidad superior a diez y un porcentaje que pasa de 0,425 mm, superior a quince.

El CBR debe ser superior a 60, luego de tres días de secado al aire y cuatro días de inmersión, mientras que la densidad seca corresponde al 95% del PM. Se requiere 6% de cal.

**Escorias volcánicas o puzolanas**

Estas rocas son provenientes del volcanismo reciente, se utilizan en el cuerpo de calzadas luego del triturado y tamizado. Dicho material posee características puzolánicas, es decir, cementantes.

La dimensión máxima es de 60 mm (que vale la pena reducir para los efectos de segregación).

**Tabla 1.11**  
Granulometría de las escorias volcánicas

Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa
40	85-100
31,5	75-100
20	50-90
10	40-70
5	30-60
2	20-50
0,5	12-32
0,08	5-15

El índice de plasticidad es inferior a 15.

• **Ejecución**

El extendido se realiza con niveladora y su compactación se hace con compactador vibrante. Su densidad seca es baja, el contenido óptimo de agua no tiene significado, se pide 95% del PM y se extiende en capas de espesor de 25 cm máximo.

**Capas de base**

La capa de base está sometida a solicitaciones importantes, por lo que los materiales que la constituyen deben ser de buena calidad. Existen muchos criterios que condicionan la selección, tales como:

- Su índice de capacidad portante.
- Su estabilidad.
- La dureza de su esqueleto.
- La resistencia a la tracción de las capas ligadas o rígidas.

El índice de capacidad portante CBR ha de ser al menos 80 para una densidad seca correspondiente al 95% del PM. Si el material natural no alcanza esta capacidad portante, se debe mejorar o tratar. Un índice CBR de 60 puede admitirse para un tránsito  $T_1$ .

La deformabilidad de la capa de base se verifica a partir de medidas de deflexiones o de ensayos de placa.

Los materiales de la capa de base pueden tener una fuerte atracción bajo el tránsito, en especial cuando ésta no se ha sometido a la acción de la rigidez, ya que la resistencia al cizallamiento se toma enteramente por la fricción de los granos.

La resistencia a la fragmentación se define por el ensayo en la máquina de Los Ángeles (LA), el ensayo *Micro Deval* (MDE), o el ensayo inglés del valor de fragmentación del agregado (*Aggregate Crushing Value*, ACV). Así se obtienen los siguientes valores admisibles:

**Tabla 1.12**  
Valores admisibles de la resistencia a la fragmentación para tránsito bajo Tránsitos  $T_1$ - $T_2$ , admitiendo el eje simple de 80 a 100 kN

	Material triturado (%)	Materiales tratados con ligantes hidráulicos (%)
LA	≤ 45	< 50
MDE	≤ 15	< 20
ACV	≤ 32	< 35

**Tabla 1.13**  
Valores admisibles de la resistencia a la fragmentación para tránsito alto  
Tránsitos T<sub>3</sub>-T<sub>5</sub>, admitiendo el eje de 130 kN

	Material triturado (%)	Materiales tratados con ligantes hidráulicos (%)
LA	≤ 30	< 40
MDE	≤ 12	< 18
ACV	≤ 25	< 30

Las otras recomendaciones de utilización y de construcción con materiales de la capa de base son:

**Gravas lateríticas naturales**

Para las capas de base se necesita una exigencia mayor que las requeridas para las capas subbase, pero este material es insuficiente para los tránsitos T<sub>4</sub> y T<sub>5</sub>, por lo que se debe evitar su uso.

El porcentaje de finos permanece inferior al 20% y el IP < 15, en tanto que la expansión medida luego del ensayo CBR se mantiene inferior a 1%.

Se efectúa el extendido con la niveladora, el contenido de agua de compactación es  $W_{PM} \pm 1\%$  y la compactación de al menos el 95% de  $\gamma_{d PM}$ . La máquina que mejor se adapta es el rodillo de neumáticos (carga por rueda > 30 kN). El espesor de las capas compactadas es de 25 cm como máximo y las deflexiones admitidas varían de 50/100 a 150/100 mm.

**Tabla 1.14**  
Granulometría de la grava natural laterítica

Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa
50	100
40	95-100
31.5	85-100
20	60-100
10	35-90
5	20-75
2	12-50
1	10-40
0.5	7-35
0,008	4-20

### **Gravas naturales tratadas con cemento o cal**

Las gravas naturales, lateríticas o provenientes de terraplenes aluviales, pueden ser aptas para emplearse en capas de base, con un tratamiento con cal o cemento que mejore sus resistencias mecánicas.

Se llaman mejoradas cuando se les adiciona un pequeño porcentaje de cal (4%) o de cemento (2%), y siguen permaneciendo flexibles. Se denominan estabilizadas cuando se les adiciona un porcentaje un poco mayor de cemento, y presentan una rigidez apreciable y una pequeña deformación.

### **Gravas naturales mejoradas con cemento o cal**

Se utilizan para las capas de base de los tránsitos  $T_1$  y  $T_2$ .

Las características de los materiales susceptibles de ser tratados son las siguientes:

- Tamaño máximo de la partícula      10 a 50 mm
- Porcentaje que pasa 80  $\mu\text{m}$       inferior a 35
- Índice de plasticidad      inferior a 25
- Contenido de materia orgánica      inferior a 1%

Las exigencias complementarias en el caso de tratamiento con cal se relacionan con el índice de plasticidad, que debe ser superior a diez y al porcentaje que pasa el tamiz, 0,425 mm > 15. El material mejorado se considera satisfactorio si el CBR al 95% del PM, después de tres días de curado al aire y cuatro días de inmersión, es superior a 160%.

### **Gravas estabilizadas con cemento**

Éstas convienen a todos los tránsitos, pero por razones económicas evidentes se reservan a los tránsitos altos  $T_4$  y  $T_5$ .

Las gravas aptas para ser estabilizadas deben tener:

- Tamaño máximo de la partícula      de 10 a 50 mm
- Porcentaje que pasa 80  $\mu\text{m}$       inferior a 35
- Índice de plasticidad      inferior a 25
- Coeficiente de uniformidad       $C_\mu = D_{60}/D_{10}$  superior a 10.

Los materiales estabilizados deben satisfacer las siguientes exigencias de resistencia:

- La resistencia a la compresión simple ( $R_c$ ) de probetas parafinadas que han tenido siete días de curado al aire debe ser superior a  $18 \text{ kg/cm}^2$  e inferior a  $30 \text{ kg/cm}^2$ . En las mismas condiciones, la resistencia a la tracción medida por compresión diametral (ensayo brasileño) debe ser mayor de  $3 \text{ kg/cm}^2$ .
- La resistencia a la compresión simple ( $R'_c$ ) de probetas que han tenido tres días de curado al aire y cuatro días de inmersión en el agua debe ser superior a  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

Tanto el mejoramiento como la estabilización de las probetas se realizan de acuerdo con los modos operativos del Centro de Estudios de Construcciones y Trabajos Públicos (CEBTP), de Francia. Se incorpora del 2 al 6% de ligante hidráulico. Para la realización de obra se adiciona entre 0,5 y 1% extra.

#### • Ejecución

La fabricación puede hacerse en sitio sólo para los tránsitos  $T_1$  y  $T_2$ . Para tránsitos superiores debe realizarse exclusivamente en central de mezclas.

El extendido se hace con la niveladora, con el *finisher* o con la formaleta deslizante. El contenido de agua de compactación está entre  $W_{PM}$  y  $W_{PM} - 2\%$ . La compactación se efectúa en un rango de tres horas después del extendido y aun dentro de las dos horas siguientes a la fabricación, si se tratan con cemento. Se utilizan un compactador vibrante pesado ( $M/L > 20 \text{ kg/cm}$ ) y un rodillo neumático con carga por rueda  $> 50 \text{ kN}$ . Se debe alcanzar al menos 95% de  $g_d PM$ .

Las capas se hacen con un espesor máximo de 25 cm; se esparce sobre la grava cemento una capa de curado constituida por una emulsión catiónica que contiene de 300 a 500 g de asfalto residual por  $\text{m}^2$ , en un tiempo máximo de cuatro horas luego de la compactación.

El tránsito sobre la calzada está prohibido durante 48 horas y preferiblemente durante siete días. Las deflexiones máximas admisibles oscilan entre 40/100 y 125/100 mm.

#### **Triturado O/D ( $D < 40 \text{ mm}$ )**

Las gravas trituradas provienen de la extracción de rocas duras en la cantera, luego de la reducción de su tamaño mediante trituración.

Los productos provenientes de las canteras se trituran por completo pero los materiales obtenidos contienen una fracción no triturada. El índice de trituración se define con el porcentaje ponderado de elementos O/D de origen. La operación no es de interés si  $D = 4d$  y si la proporción de elementos  $> D$  es superior a 30%.

De exigir un índice de triturado lo más alto posible, es necesario que se disponga de un material cuyo ángulo de fricción interna sea el más alto posible. En todo caso, se requiere un índice de triturado del 100% para un tránsito  $T_4$  o  $T_5$ , 80% para el  $T_3$ , 60% para el tránsito  $T_2$  y 40% para el  $T_1$ . La granulometría se debe limitar a una dimensión máxima de 40 mm. En la tabla 1.15 se presentan las recomendaciones granulométricas.

**Tabla 1.15**  
Granulometría de un triturado O/D (D<40 mm)

Tamaño (mm)	Porcentaje que pasa	
	0/31,5	0/40
50		100
40	100	95-100
31,5	95-100	85-97
20	64-90	65-90
10	40-70	40-75
6,3	30-60	30-63
2	20-42	20-45
0,5	10-26	12-30
0,008	2-10	4-20

El índice de plasticidad de estos materiales es casi nulo. Se admiten los siguientes casos si:

IP = 6 para tránsitos  $T_1$  y  $T_2$ .

IP = 0 para tránsitos más elevados.

El porcentaje de finos debe permanecer inferior al 10% para la granulometría 0/31,5 o menor que el 12% para la granulometría 0/40, pero tiene que ser superior al 4% si el índice de plasticidad es nulo; si el índice de plasticidad está comprendido entre 0 y 6, el contenido en finos debe permanecer entre 2 y 5%.

El equivalente de arena (EA) será:

EA  $\geq$  30 para  $T_1$  -  $T_2$

EA  $\geq$  40 para  $T_3$  -  $T_4$

El material se explota en cantera y después se trata en una central de trituración, donde se deben reprocesar algunas fracciones granulares si la curva granulométrica del material no se cumple.

#### • Ejecución

El material triturado se coloca con niveladora o *finisher* (para los tránsitos  $T_3$  y  $T_4$ ) en capas de 25 cm de espesor, máximo, que se compactan con cilindro vibrante pesado (M/L 30 kg/cm) y rodillo neumático (carga por rueda > 30 kN).

La superficie de la capa se cura con una imprimación de emulsión asfáltica y material granular 0/10 o 0/15. Debe obtenerse por lo menos un 98% de la densidad PM. El contenido de agua está comprendido entre  $W_{PM} \pm 1\%$ . El porcentaje de vacíos total  $n = 100 \left( 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} \right)$  debe ser inferior al 15% (se aconseja que no exceda de 13%). Los valores de deflexión admisibles están comprendidos entre 50/100 y 200/100, según los tránsitos ( $T_4$  a  $T_1$ ).

Las bermas deben realizarse con material idéntico, que tenga una permeabilidad al menos igual a la del triturado, para asegurar el drenaje de la base.

#### **Suelos mejorados**

El mejoramiento mecánico de materiales utilizados en capas de calzadas solamente agregando granulares más grandes puede conducir a sorpresas cuando no se controlan los parámetros de plasticidad de las partículas finas. Para esto se requiere el uso de cal o cemento.

Para los tránsitos  $T_1$  y  $T_2$ , si la región es pobre en materiales, se mejorará el suelo rico en finos y carente de esqueleto con una cierta proporción de otro material no plástico y con buen esqueleto granular.

Para las gravas lateríticas se deben tener las siguientes características:

- |                  |          |
|------------------|----------|
| • Pasa 40 mm     | 100%     |
| • Pasa 2 mm      | 25 a 50% |
| • Pasa 80 mm     | 10 a 25% |
| • $IP \leq 20$   |          |
| • CBR (a 95% PM) | 40 a 60% |

Se pueden mejorar los suelos si se adiciona un 30% de material en peso con las siguientes características:

- Piedras angulosas 0/40 con menos de 30% de pasa 2 mm y menos de 18% de pasa a 80  $\mu\text{m}$ , con IP nulo y un CBR a 95% PM cercano a 90.
- De triturado de cantera con granulometría 12/40 con IP inferior a seis y un CBR a 95% de PM superior a 80.

#### • Ejecución

Se aprovisiona en cordones y luego se extiende sin compactar, se humidifica y se escarifica con niveladora y después se compacta con compactador neumático.

#### ***Arena arcillosa tratada con cemento o cal***

Las arenas arcillosas tratadas con cemento o cal pueden constituir capas de bases aceptables para los tránsitos de  $T_1$ ,  $T_2$  y algunas veces para los  $T_3$ .

Para esto se requieren las siguientes características:

- El tamaño máximo de partículas será de 1 a 10 mm.
- El porcentaje de finos permanecerá inferior al 40%.
- El coeficiente de uniformidad será superior a cinco.

#### ***Arena asfáltica***

Su uso es recomendable en espesores pequeños y tiene un buen comportamiento para tránsitos  $T_1$  a  $T_3$ .

El material debe tener las siguientes características:

- Límite líquido  $\leq 40$
- Índice de plasticidad  $\leq 15$
- Pasa a 80  $\mu\text{m}$   $10 < f \leq 30$
- Coeficiente de uniformidad  $C_u > 5$

El ligante bituminoso puede ser:

- Un asfalto líquido 10/50 o 50/100
- Una emulsión de rotura rápida a partir de asfalto 80/100, con 65% de asfalto residual.
- En países como Colombia se acostumbra usar asfalto 60/70 u 85/100.

**Tabla 1.16**  
Características de la arena asfáltica según el tránsito

Características	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
Estabilidad a 60 °C antes de la inmersión (kg)	>500	>500	>700
Estabilidad a siete días de la inmersión (kg)	>300	>300	>400
Expansión máxima	2%	2%	2%
Absorción máxima	4%	4%	4%

### • Ejecución

La fabricación se hace *in situ* o en una central de mezclas para T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> y T<sub>3</sub>. El extendido se efectúa con niveladora o *finisher* para T<sub>3</sub>, en tanto que la compactación se realiza con compactador neumático y cilindro liso. El espesor de la capa oscila entre 10 y 20 cm. La deflexión varía entre 65/100 y 150/100 mm para tránsitos T<sub>3</sub> a T<sub>1</sub>.

### Grava asfalto

Estos materiales de grandes capacidades mecánicas están asociados con un bajo porcentaje de asfalto. Su estabilidad mecánica se obtiene gracias al frotamiento interno de su esqueleto mineral y a la fuerte cohesión aportada por el asfalto.

El tamaño máximo de la grava es 31,5 mm. Las granulometrías se encuentran constituidas por fracciones 0/6 y 6/20 o 0/4, 4/10 y 10/20 o 0/10 y 10/30.

**Tabla 1.17**  
Granulometría de una grava asfalto

0/31,5 (mm)	Porcentaje que pasa	Porcentaje que pasa
40	100	100
31,5	95-100	95-100
10	55-82	40-70
6,3	47-70	30-57
2	30-50	18-40
0,6	17-32	8-85
80 µm	4-10	4-8

El LCPC francés propone fórmulas *semiabiertas* y *abiertas* 0/20 y 0/31,5.

**Tabla 1.18**  
Fórmulas semiabiertas y abiertas

Pasa (mm)	Fórmula cerrada	Fórmula semiabierta	Fórmula cerrada	Fórmula abierta
	0/20	0/31.5	0/20	0/31,5
10 mm	-	45-60	-	35-50
6 mm	45-60	-	45-50	-
2 mm	25-40	29-35	20-35	15-30
0,6 mm	16-29	14-25	14-25	11-22
80 $\mu$ m	6-9	6-9	6-9	6-9

El índice de trituración debe ser de 100%, el coeficiente de la máquina de Los Ángeles ha de ser inferior a 35 y el equivalente de arena de la fracción 0/2 tiene que ser superior a 40 (grava no plástica).

Se utiliza un asfalto 60/70 u 80/100, cuyo porcentaje es del orden de 3,5 a 5,0; se usa una emulsión de rotura media a 60 o 70% de asfalto residual 80/100 (grava emulsión).

Hay que estudiar la composición de las mezclas para poder obtener las siguientes características:

- En el ensayo de Marshall a 60 °C
- Asfalto 80/100
- Estabilidad Marshall > 500 kg
- Compacidad > 90%
- Flujo  $\leq 4$  mm

#### • Ejecución

La fabricación se realiza en planta y el extendido se hace con *finisher*. La compactación tiene que ser intensa. Se efectúa por medio de compactadores con neumáticos (carga por rueda > 30 kN) y con compactador vibrante pesado (M1/L > 30 kg/m). El porcentaje de vacíos debe ser inferior a 10%.

#### **Grava cemento**

Esta técnica conduce a la realización de un material rígido a partir de agregados seleccionados, cuya curva granulométrica debe estar dentro de los siguientes límites:

**Tabla 1.19**  
Curva granulométrica de una grava cemento

Tamiz (mm)	Granulometría 0/31,5		Granulometría 0/20
	Porcentaje que pasa		Porcentaje que pasa
40	100	100	-
31.5	95-100	95-100	-
20	62-90	75-100	85-100
10	40-70	55-82	52-78
6.3	30-57	45-70	40-64
2	-	-	25-45
0.5	10-26	17-32	12-26
80 μm	2-10	2-10	2-6

El índice de trituración debe ser al menos 25% para tránsitos bajos y 60% para tránsitos elevados, el desgaste en la máquina de Los Ángeles < 35, el equivalente arena > 30, el índice de plasticidad nulo y el contenido de materia orgánica < 0,5%.

La incorporación de 3 a 4% de cemento Portland ordinario debe permitir las siguientes características:

- Resistencia a la compresión simple después de siete días de curado al aire  $R_{c7} > 35 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión simple después de 28 días de curado al aire  $R_{c28} > 50 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción diametral (ensayo brasileño a 28 días)  $R_{t28} > 5 \text{ kg/cm}^2$

• **Ejecución**

La fabricación se realiza en planta y el extendido se hace con *finisher* o con formaleta deslizante. El contenido en agua de compactación debe estar entre  $W_{PM}$  y  $W_{PM}-2\%$ . El espesor de la capa varía entre 15 y 30 cm.

La compactación debe ser intensa y hacerse antes de que pasen tres horas después de elaborada la mezcla, con rodillo vibrante pesado y con compactador neumático de más de cuatro toneladas de carga por rueda, donde se debe obtener una densidad de al menos 95% del PM o menos de 15% de vacíos.

La capa tratada se debe proteger de la evaporación mediante una capa de curado de emulsión catiónica de rotura lenta, entre 300 y 500 g de asfalto residual por m<sup>2</sup>, a más tardar cuatro horas después de la

compactación; el tránsito se dará solamente siete días después de la compactación.

## **Capas de imprimación y de liga**

### ***Imprimación***

Esta operación sólo afecta a un pequeño espesor de 1 a 2 cm de la capa que se trata, con el fin de impermeabilizar su superficie. La imprimación asegura también una mejor adherencia entre una capa no tratada con ligantes bituminosos y una capa bituminosa.

Se impregna generalmente una capa de base, pero también se puede impregnar una plataforma o cualquier capa que se desee proteger de la intemperie.

Los ligantes deben cumplir las siguientes condiciones:

- Sobre material arcilloso con superficie cerrada de 0,7 a 1 kg/m<sup>2</sup> de asfalto residual a partir de emulsión de rotura rápida.
- Sobre material granular con superficie abierta de 0,8 a 1,2 kg/m<sup>2</sup> de asfalto residual a partir de emulsión de rotura rápida.
- En clima húmedo se utiliza emulsión de rotura rápida a razón de 2 kg/m<sup>2</sup>, con 50-60% de asfalto residual.

En la capa de liga que se encuentra entre una capa de base tratada y el revestimiento, se utiliza una emulsión de rotura rápida. La dosificación varía en función de la naturaleza de las capas que hay que pegar (de 0,6 a 0,4 kg/m<sup>2</sup> en el caso de la grava cemento y de 1 a 1,5 kg/cm<sup>2</sup> para capas de base de estructura más abierta). (Ver norma INV 420).

## **Capas de rodadura**

Las capas de rodadura de las calzadas pueden ser tratamientos superficiales, arena-asfalto, concretos bituminosos, lechadas y microaglomerados en frío.

### ***Tratamientos superficiales***

El tratamiento superficial simple se define como la aplicación de una película de asfalto sobre la superficie de una capa de base, seguida de la extensión y compactación de una sola capa de agregado.

El tratamiento superficial doble es la aplicación consecutiva de dos tratamientos superficiales simples que pueden ser de características diferentes.

Los tratamientos superficiales se reservan para las calzadas con niveles bajos y medios de tránsito, mientras que los concretos bituminosos constituyen el acabado de las rutas con alto tránsito. Las condiciones para realizar buenos tratamientos superficiales son bien conocidas. La solución de tratamientos superficiales se impone cuando las calzadas se pavimentarán posteriormente y su función en este caso es asegurar la impermeabilización de la superficie. También se recurre a esta solución cuando se espera la estabilización del cuerpo de la calzada cuando se encuentra bajo tránsito.

La formulación de los tratamientos superficiales debe seguir estas recomendaciones:

### **Ligantes**

Si bien se utilizan los asfaltos 80/100 y 80/200, éstos no son aconsejables; se prefiere la emulsión catiónica de rompimiento rápido al 60% de asfalto 80/100.

### **Agregados**

Deben provenir de rocas duras, no estar contaminados y tener una forma que permita la adherencia del asfalto.

### **Dureza**

Este parámetro se caracteriza por la resistencia a la fricción, a la fragmentación y al pulimento.

Según el tránsito, cumplirá las siguientes características:

**Tabla 1.20**  
Características de la dureza según el tránsito

T (vehículos /día)	Máquina de Los Ángeles (LA)	Micro Deval húmedo (MDE)	Valor de fragmentación de los agregados (ACV)	Coefficiente de pulimento acelerado (CPA)
< 500	< 35%	< 20%	< 26%	< 0,4
500-2.000	< 30%	< 20%	< 23%	< 0,4
2.000-5.000	< 25%	< 15%	< 20%	< 0,4
>5.000	< 20%	< 10%	< 16%	< 0,45

### **Limpieza y adherencia**

La limpieza de los granulares es una condición importante para obtener buenos tratamientos superficiales. Se caracteriza por el porcentaje que pasa el tamiz 0,5 mm, el cual debe ser inferior a 2% en el caso de los tránsitos bajos y menor de 0,5% para tránsitos elevados.

Una mala adherencia no sólo se debe a la presencia de polvo en el material, sino también a la misma naturaleza de la roca, por lo que han de aplicarse aditivos en el caso de tener granulares silíceos como el cuarzo, el gres y la riolita.

### **Forma y tolerancia granulométrica**

El coeficiente de lajas o índice de aplanamiento se obtiene por el porcentaje en peso de granulares planos, que se definen cuando la relación ancho - espesor ( $A/E$ ) es superior a 1,58. Este indicador debe ser inferior a 25 para los tránsitos bajos, 20 para los medios y 10 para los superiores a 5.000 vehículos por día.

Las tolerancias granulométricas para un granular  $d/D$  se pueden expresar por:

- El rechazo a  $D$  y el tamizado a  $d$ , que debe permanecer inferior al 15%.
- La variación (en relación con la curva granulométrica media del rechazo a  $(D+d)/2$ , que debe permanecer inferior a 15%).

### **Dimensión de los granulares**

Se utilizan por lo general las dimensiones 4/6 - 6/10 - 10/14, pero se pueden usar otras fracciones en función de las condiciones locales, como por ejemplo 5/15 - 15/25 - 6/10 - 10/14 - 14/18, o con discontinuidades 6/10 - 14/18.

### **Dosificación**

Se puede recomendar el empleo del ábaco de Shell, que da muy buenos resultados.

**Tabla 1.21**  
Determinación de la dosificación para tratamientos superficiales  
Cálculo de factores de corrección (adicionar con su signo)

Tránsito diario		Estado de superficie de la calzada que se va a reconstruir		Tipo de granulometría		Condiciones climáticas	
Pesos pesados	Corr.	Estado	Corr.	Tipo	Corr.	Condiciones	Corr.
0 - 15	+2	Bien abierto	+4	Planas	-2	Humedad y frío	+2
14 - 45	+1	Abierto	+2	Cúbicas	0	Humedad	+1
45 - 150	0	Promedio	0	Redondas	+2	Temperatura	0
150 - 450	-2	Grasoso	-1			Seco	-1
450 - 1.500	-4	Bien grasoso	-3			Seco y caliente	-2
1.500 - 4.500	-6						

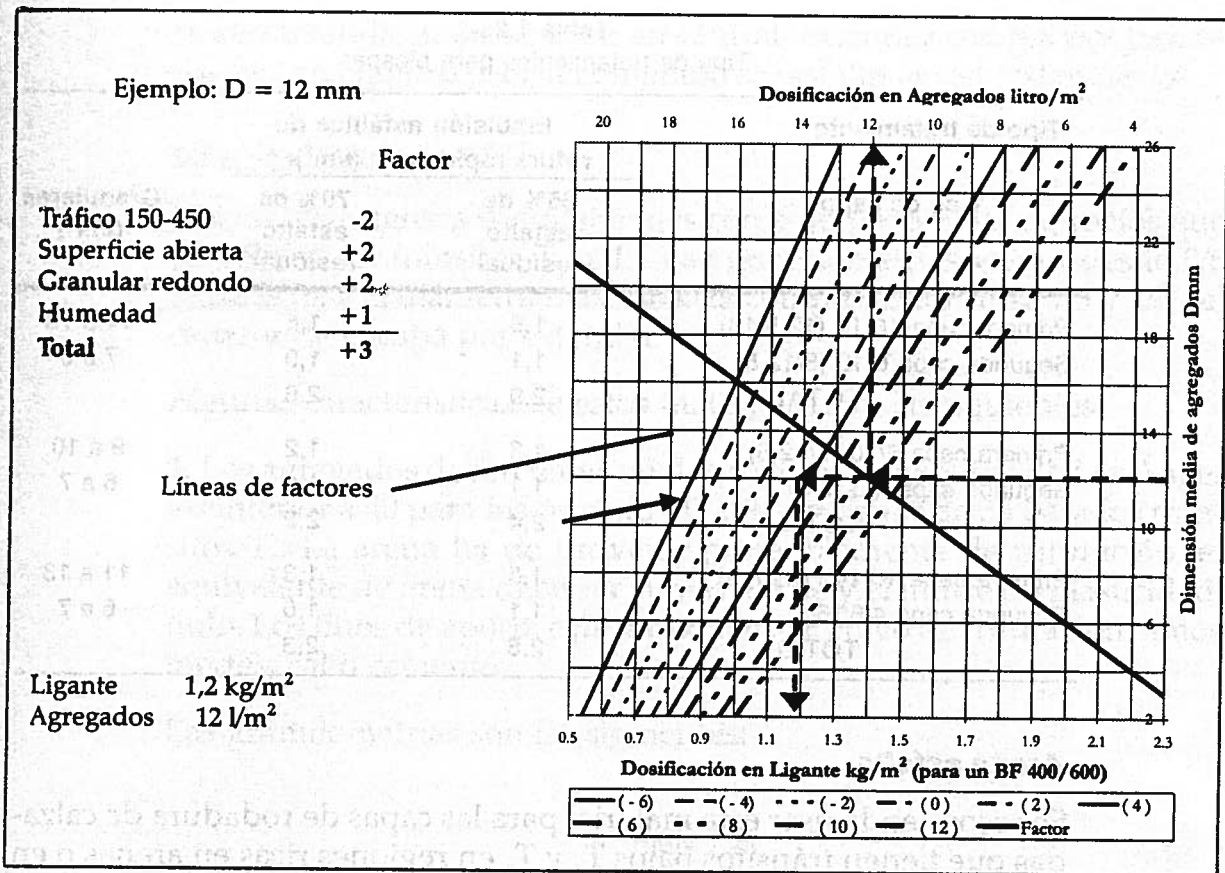


Figura 1.1 Ábaco de Shell para determinar la dosificación para tratamientos superficiales.

Se puede tomar también la directiva francesa.

Tabla 1.22  
Tipo de tratamientos para monocapas

Tipo de tratamiento	Emulsión asfáltica de rotura rápida con (l/m <sup>2</sup> )		Granulares (l/m <sup>2</sup> )
	65% de asfalto residual	70% de asfalto residual	
Granulometría			
4/6 5/8	1,2	1,1	6,5 a 2,5
6/10 (8/12,5)	1,5	1,4	9 a 10
10/14 (12,5/18)		1,85	12,5 a 14

**Tabla 1.23**  
Tipo de tratamientos para bicapas

Tipo de tratamiento	Emulsión asfáltica de rotura rápida con (l/m <sup>2</sup> ):		Granulares (l/m <sup>2</sup> )	
	Tipo de capa	65% de asfalto residual		70% de asfalto residual
Primera capa 10/14 (12,5/18)		1,8	1,6	11 a 13
Segunda capa 6/10 (8/12,5)		1,1	1,0	7 a 8
TOTAL		2,9	2,6	
Primera capa 6/10 (8/12,5)		1,3	1,2	9 a 10
Segunda capa 4/6 (5/3)		1,1	1,0	6 a 7
TOTAL		2,4	2,2	
Primera capa 10/14 (12,5/18)		1,5	1,3	11 a 13
Segunda capa 4/6 (5/8)		1,1	1,0	6 a 7
TOTAL		2,6	2,3	

### **Arena asfalto**

Se recomienda usar este material para las capas de rodadura de calzadas que tienen tránsitos bajos  $T_1$  y  $T_2$  en regiones ricas en arenas o en donde se dispone de un stock de arenas provenientes de la trituración. Se utilizan espesores bajos (3 a 4 cm). Se pueden solucionar los riesgos de deslizamientos colocando de 4 a 5 kg/m<sup>2</sup> de granulares duros de talla 10/14. Se recomiendan las siguientes características y granulometría:

**Tabla 1.24**  
Granulometría de una capa de rodadura en arena asfalto

Tamaño (mm)	% que pasa
6,3	100
2	75-100
1	50-96
0,5	25-88
0,2	10-50
0,08	6-14

- $3,5 < C_\mu = D_{60}/d_{10} < 30$ ;  $1 < C_C = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$
- IP nulo
- Equivalente de arena  $> 40$
- Asfalto 80/100 o 60/70

Se recomienda su fabricación en central, extender con *finisher* y compactar con cilindro liso; el contenido de asfalto es del orden de 7%.

### Mezclas densas

Las mezclas densas son materiales con bajo porcentaje de vacíos que se utilizan en tránsito  $T_1$  a  $T_3$ . Las granulometrías varían desde 0/6 hasta 0/16, y el diámetro máximo está comprendido entre 1/3 y 1/4 del espesor de la capa por extender.

Algunas características de estos materiales son las siguientes:

1. Los agregados deben tener un desgaste en la máquina de Los Ángeles inferior a 40 para los tránsito  $T_1$  y  $T_2$ , y menor de 35 para los tránsito  $T_3$ . La arena ha de provenir preferiblemente de trituración, el equivalente de arena debe ser superior a 60 y el índice de plasticidad, nulo. Los finos de aporte o *filler* pueden ser polvo de trituración, limos inertes, cal o cemento.

Las granulometrías son las siguientes:

**Tabla 1.25**  
Granulometría de una mezcla densa

Tamaño (mm)	Granulometría		
	0/10	0/10	0/14
20			100
14	100	100	95-100
10	80-100	95-100	75-100
6,3	60-100	65-92	50-88
2	25-75	25-65	23-60
0,2	6-25	6-20	6-20
0,08	3-7	3-8	3-8

Las mezclas tienen entre 4 y 7% de asfalto y se estudian por medio de ensayos Marshall y Duriez.

2. Ensayo Marshall 50 golpes (norma INV E-748):

**Tabla 1.26**  
Características de la mezcla densa

Asfalto (penetración)	80/100	60/70
Compacidad	92%	96%
Flujo (mm)	< 2	4
Estabilidad a 60 °C	> 600 kg	> 700 kg

### 3. Ensayo Duriez ocho días a 18 °C y 1 mm/s (NFP 98-251-1)

**Tabla 1.27**  
Características de la mezcla densa

Asfalto (penetración)	80/100	60/70
Compacidad	90%	94%
Resistencia a la compresión	> 30 kg/cm <sup>2</sup>	35 kg/cm <sup>2</sup>
Tasa de absorción	< 5%	
R' <sub>c</sub> /R <sub>c</sub>	≥ 0,7	

#### **Concretos asfálticos**

Los concretos asfálticos son altamente elaborados y se utilizan para las capas de rodadura que soportan tránsitos altos T<sub>4</sub> y T<sub>5</sub>. Se debe asegurar que posean un excelente soporte y que la base esté conformada con un material tratado poco deformable; el objetivo es ejecutar la calzada progresivamente y que adquiera maduración bajo el tránsito.

Los agregados deben ser de buena calidad y la composición de la mezcla, bien estudiada. Los concretos asfálticos contienen habitualmente entre 5 y 8% de asfalto, con un módulo de riqueza de 3,5 a 4. Los granulares que entran en la composición son gravas trituradas de talla máxima de 8 a 14 mm. La arena tendrá un equivalente de arena (EA) de 40 para las arenas trituradas y 70 para las arenas naturales. El coeficiente de desgaste en la máquina de Los Ángeles será inferior a 35 para tránsitos T<sub>3</sub> y T<sub>4</sub> y 30 para el T<sub>5</sub>.

$$\text{Contenido de asfalto} = K \sqrt[5]{\Sigma \alpha} \quad (1)$$

Donde:

K = módulo de riqueza.

Σ = superficie específica de los agregados.

α = coeficiente corrector para la masa volumétrica de los granulares.

α = 2,65/(masa volumétrica del material).

Los porcentajes de las diversas fracciones que sirven como constitutivos de la mezcla pueden ser los siguientes:

**Tabla 1.28**  
Porcentajes de diversas fracciones que constituyen la mezcla

Granulometría del concreto asfáltico	0/8	0/10	0/12	0/14
Retenido a 6 mm	10-25	25-35	32-42	40-50
Retenido a 2 mm	30-50	55-70	57-72	60-75
Contenido en finos	6-10	5-9	4-8	4-8

Las calidades que hay que obtener de las mezclas pueden ser las siguientes:

**Tabla 1.29**  
Calidad que debe tener la mezcla determinada a partir del ensayo Marshall a 50 golpes

Asfalto (penetración)	80/100	60/70	40/50
Compacidad		96 a 98%	
Flujo		< 4 mm	
Estabilidad a 60 °C	> 800 kg	> 900 kg	> 1.000 kg

**Tabla 1.30**  
Calidad que debe tener la mezcla determinada a partir del ensayo Duriez (ocho días a 18 °C 1 mm/s)

Asfalto (penetración)	80/100	60/70	40/50
Compacidad		92 a 94%	
Resistencia a la compresión	> 50 kg/cm <sup>2</sup>	> 60 kg/cm <sup>2</sup>	> 70 kg/cm <sup>2</sup>
Tasa de absorción		< 3%	
R' <sub>c</sub> /R <sub>c</sub>		> 0,75	

Al igual que las mezclas densas, los concretos asfálticos se preparan en la central, se extienden con *finisher* y se compactan por medio de compactadores neumáticos y tándem lisos vibrantes.

## Tipos particulares de revestimientos

### **Revestimientos en concretos asfálticos antiadherentes**

Estos concretos asfálticos con fórmula discontinua se presentan en pequeño espesor (3 cm para el 0/10 y 4 cm para el 0/14). Las fracciones 2/6 para 0/10 y el 6/10 o 4/10 para el 0/14, se eliminan.

### **Concretos asfálticos clavados**

En las regiones pobres en materiales duros y sobre todo cuando los materiales son de alto pulimento, se extenderá una capa de concreto asfáltico con 5 a 6 kg/m<sup>3</sup> de agregados duros 10/14.

### **Revestimientos para tránsitos bajos**

Se hacen con las técnicas de tratamientos superficiales simples, dobles y triples sobre un ligante o un tratamiento con granulares.

## **REOLOGÍA DEL ASFALTO**

### **Propiedades reológicas de los materiales asfálticos**

#### ***Definición y dominio***

La reología, como definición general, es la ciencia que estudia la fluencia y la deformación de la materia. En este sentido, comprende:

- La teoría de la elasticidad y resistencia de los materiales.
- La plasticidad.
- La viscosidad.
- La hidráulica.

El concepto de reología se utiliza en un sentido más estricto, en el cual mide la deformación de los cuerpos que no son ni sólidos ni líquidos, es decir, de cuerpos intermedios entre sólido elástico y líquido viscoso.

- Los materiales se asumen como cuerpos ideales y elásticos.
- Se usan los materiales en condiciones en donde el modelo elástico no tiene más validez.
- Se pueden obviar fenómenos secundarios en los que la teoría elástica no tiene importancia. Acero y hormigón no son elásticos, existe una relajación de aceros y variaciones en el hormigón.
- Los materiales no son puramente elásticos ni viscosos: los materiales plásticos, el hormigón bituminoso, entre otros.

*Objetivo:* determinar deformaciones de cuerpos intermedios entre sólidos elásticos y líquidos viscosos bajo fuerzas actuantes; se interesa en movimientos relativos de las partículas que los forman.

*Reología experimental:* mide sobre cuerpos reales las deformaciones resultantes de las sollicitaciones particulares, fáciles de realizar en el laboratorio.

**Reología teórica:** define matemáticamente el comportamiento de estos cuerpos, de manera que se puedan predecir las respuestas en condiciones diferentes del laboratorio.

Esta última es la más interesante.

### Mecánica del medio continuo

Un medio continuo se deforma, ya que los movimientos de las partículas no son independientes.

La deformación se representa por un tensor simétrico elemental:

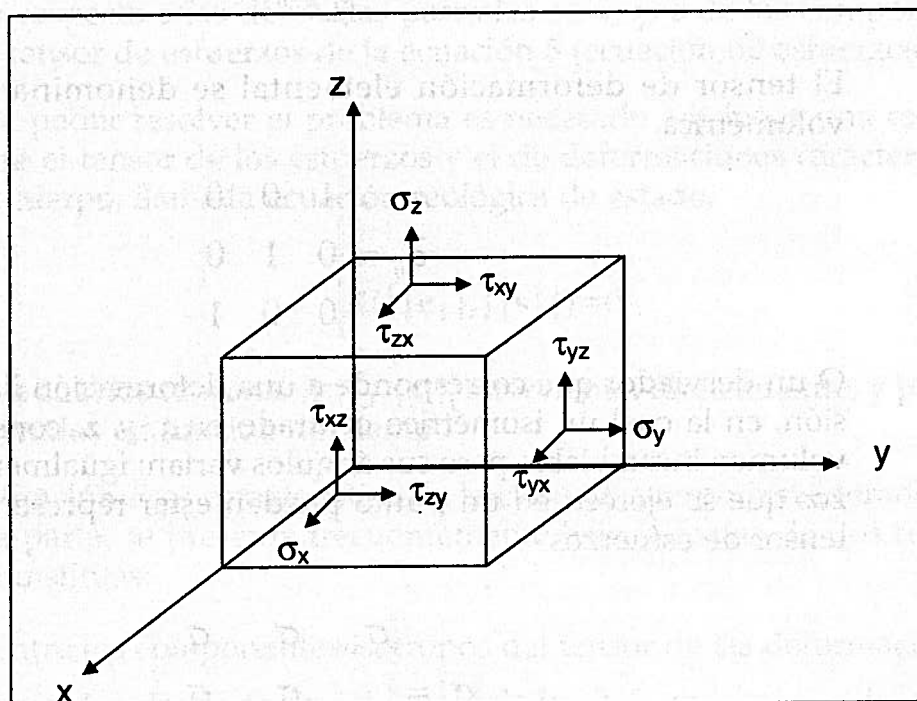


Figura 1.2 Esfuerzos y deformaciones en un sólido.

$$\varepsilon = \begin{vmatrix} \frac{\partial u_x}{\partial x} & \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) & \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \\ \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) & \frac{\partial u_y}{\partial y} & \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) \\ \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) & \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) & \frac{\partial u_z}{\partial z} \end{vmatrix} \quad (2)$$

Se definen  $u_x, u_y, u_z$  como los componentes del desplazamiento durante un tiempo  $dt$  de la partícula cuyas coordenadas son el instante  $t$ :  $x, y, z$ .

Este tensor de deformaciones es la suma de dos tensores:

Un tensor isótropo, correspondiente a una deformación volumétrica (dilatación cúbica), en la cual un isométrico tiene ángulos rectos incambiables y sólo la longitud de sus lados modificada en una misma proporción.

$$\frac{\epsilon_v}{3} \delta_{ij} \quad (3)$$

El tensor de deformación elemental se denomina deformación volumétrica.

$$\delta_{ij} = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \quad (4)$$

O un desviador que corresponde a una deformación llamada distorsión, en la cual un isométrico centrado en  $x, y, z$ , considerado  $V$  su volumen incambiable pero sus ángulos varían; igualmente los esfuerzos que se ejercen en un punto pueden estar representados por un tensor de esfuerzos

$$\sigma = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ & & \sigma_{zz} \end{vmatrix} \quad (5)$$

donde:

$\sigma_{xx}$  es la componente según el eje  $O_x$  del esfuerzo de compresión que se ejerce sobre la cara normal en el eje  $O_x$  (esfuerzo normal).

$\sigma_{xy}$  es la componente según el eje  $O_y$  del esfuerzo de compresión que se ejerce sobre la cara normal en el eje  $O_y$  (esfuerzo tangencial).

$\sigma_{xz}$  es la componente según el eje  $O_z$  del esfuerzo de compresión que se ejerce sobre la cara normal en el eje  $O_z$  (esfuerzo tangencial).

Este tensor se puede descomponer en:

Un componente isotrópico  $\sigma_{ii} \delta_{ij}$  llamado esfuerzo medio

Un desviador  $\|\sigma\|$

$$\|s_u\| = \|s\| - s_m \|\mathbf{d}_{ij}\| \tag{6}$$

El estado de esfuerzo de un cuerpo se determina después de que se conocen los seis componentes del tensor de los esfuerzos (y no de nueve, ya que es simétrico) en función del tiempo y del espacio.

La ley fundamental de la mecánica,  $F = m\gamma$  aplicado a un prisma elemental, conduce a tres ecuaciones que dependen de la aceleración, con respecto a las derivadas parciales en  $x, y, z$  de los componentes del tensor de esfuerzos de la ecuación 5 (ecuación de esfuerzos).

Para poder resolver el problema es necesario adicionar una relación entre el tensor de los esfuerzos y el de deformaciones características del cuerpo, llamada ecuación reológica de estado.

$$R(\|\mathbf{e}\|, \|\mathbf{s}\|) = 0 \tag{7}$$

En la cual los tensores  $\|\mathbf{e}\|$  y  $\|\sigma\|$  intervienen directamente, y por sus derivados en función del tiempo

La función  $R$  es característica de la clase de cuerpo considerado; por otra parte, se presenta frecuentemente bajo la forma de dos relaciones distintas:

- Entre los componentes isotrópicos del tensor de las deformaciones.
- Entre los desviadores del tensor de las deformaciones y del tensor de los esfuerzos de otra parte.

### **Clasificación de los cuerpos a partir de su ecuación reológica de estado**

Sólido indeformable o euclidiano y líquido no viscoso e incompresible, o líquido de Pascal.

#### ***Sólido indeformable***

Su ecuación reológica de estado es  $E = 0$

Donde  $E_v = 0$  la deformación volumétrica es nula

$E_c = 0$  el desviador de tensor deformación es nulo

Para cualquier esfuerzo aplicado, el sólido es indeformable.

### **Líquido de Pascal**

Las partículas del cuerpo pueden desplazarse las unas con respecto a otras sin fricción y, por tanto, sin esfuerzo (solamente el necesario para vencer la inercia de los cuerpos), bajo el efecto de un esfuerzo hidrostático el cuerpo se opone a otro cuerpo, donde el tensor de los esfuerzos es isótropo y su desviador es igual a cero.

Se presume que la presión hidrostática disminuye por el volumen del cuerpo.

El componente isótropo de la deformación es nulo. Las ecuaciones se definen por:

$$e_v = 0 \quad ||s_c|| = 0 \quad (8)$$

El sólido de Hooke y el líquido de Newton relacionan las propiedades mejor con la de los cuerpos reales.

El sólido de Hooke o sólido elástico para este cuerpo:

- El componente isótropo del tensor de deformaciones y el componente isótropo del tensor de esfuerzos son proporcionales.
- El desviador de deformaciones y el desviador de los esfuerzos son proporcionales.

Estos dos componentes, isótropo y desviador, son independientes el uno del otro; el comportamiento del cuerpo se define por dos coeficientes de proporcionalidad independientes.

Las ecuaciones reológicas de estado se expresan como:

- Proporcionalidad de los componentes isótropos

$\sigma_m = X e_v$  X: constante de característica del cuerpo

X1: coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo medio y la dilatación volumétrica: se llama coeficiente de compresibilidad.

- Proporcionalidad de los desviadores

$$||s_o|| = 2G ||e_c|| \quad (9)$$

$G$ : constante característica del cuerpo coeficiente de fluencia.

Si se considera un desviador de deformación en el cual se produce sólo un deslizamiento sobre el plano  $xy$ , el componente correspondiente al desviador de la deformación es

$$\frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \quad (10)$$

El  $2G$  es el factor de proporcionalidad entre el deslizamiento y el esfuerzo que lo induce  $\sigma_{xy}$ , es decir, el esfuerzo paralelo al eje de las  $y$  que se ejerce sobre una cara perpendicular al eje de las  $x$ .

Se remplazan estos dos coeficientes de proporcionalidad por otros dos que se introducen naturalmente cuando se considera una sollicitación de tensión o compresión simple: el módulo de Young  $E$  y el coeficiente de Poisson.

Se pueden calcular las relaciones entre estos dos coeficientes:

$$E = \frac{9\aleph G}{3\aleph + G} \quad \nu = \frac{3\aleph - 2G}{6\aleph + 2G} \quad (11)$$

Si  $\|\sigma\|$  se mantiene constante incluso durante un tiempo muy largo de deformación,  $\|\epsilon\|$  permanece constante y finalmente el cuerpo es un sólido.

El sólido euclidiano es un caso particular del sólido de Hooke, en el cual  $\aleph$  y  $G$  (o  $E$  y  $\nu$ ) son infinitos.

### Líquido de Newton o líquido puramente viscoso

En el sólido de Hooke existe una proporcionalidad entre el componente isótropo del tensor de las deformaciones y el componente isótropo del tensor de los esfuerzos, pero el desviador de los esfuerzos es proporcional no ya al desviador de las deformaciones sino a la derivada en relación con el tiempo del desviador de las deformaciones.

Las ecuaciones reológicas de estado se expresan así:

- Proporcionalidad de los componentes isótropos

$$n = -Xev \quad (12)$$

donde  $n$ : presión hidrostática, es el opuesto del esfuerzo medio.

- Proporcionalidad de los desviadores

$$||s_o|| = 2n ||e'_c|| \quad (13)$$

donde  $n$  es la viscosidad absoluta.

De la misma forma que se ha registrado la significación física del módulo de deslizamiento  $G$ , se muestra que esta relación expresa la proporcionalidad entre la velocidad de deslizamiento y el esfuerzo que crea este deslizamiento; lo mismo que para el sólido de Hooke en el caso de una sollicitación en tracción simple se introduce el módulo de Young  $E$ , otro coeficiente de viscosidad:  $\lambda = 3\eta$  se introduce en el mismo caso para el líquido de Newton.

Si  $||\sigma||$  se mantiene constante durante un tiempo muy prolongado  $||\epsilon_o||$  permanece constante, pues  $||\epsilon||$  tiende hacia el infinito, lo que es característico de un líquido.

El líquido de Pascal es un caso particular del líquido de Newton, en el cual  $\lambda = \infty$  y  $n = 0$ .

Intermedios entre estos dos últimos cuerpos figuran aquellos que determinan el objeto real de la reología: los cuerpos viscoelásticos.

### **Cuerpos viscoelásticos**

Los cuerpos reológicos que se consideraron ahora son intermedios entre el sólido de Hooke (elástico) y el líquido de Newton (viscoso), razón por la cual se les llama cuerpos viscoelásticos.

A diferencia del sólido de Hooke, en el líquido de Newton la relación entre esfuerzo y deformación hace intervenir el tiempo. La respuesta en deformación a un esfuerzo depende del intervalo de tiempo que separa el momento de la observación de la deformación del de la aplicación del esfuerzo. Esta propiedad es muy esencial.

La ecuación de estado reológico de los cuerpos viscoelásticos es una combinación de las ecuaciones de estado del sólido de Hooke y el líquido de Newton. Existen varias maneras de hacer esta combinación, que conduce a diferentes tipos de cuerpos:

#### **Líquido de Maxwell**

Para el sólido de Hooke la relación entre los desviadores es:

$$\sigma_o = 2G ||\epsilon|| \text{ por derivación en función del tiempo}$$

$$\sigma_{ij} = 2\eta \dot{\epsilon}_{ij} \quad \dot{\epsilon}_{ij} = \frac{\dot{\sigma}_{ij}}{2G} \quad (14)$$

Para el líquido de Newton la relación entre los desviadores es:

$$||s_o|| = 2\eta ||e'_o|| \quad \text{de donde } ||e_o|| = ||s_o||/2\eta \quad (15)$$

La ecuación de estado de líquido de Maxwell es, por definición, la combinación siguiente de estas dos relaciones.

$$e_o = s_o/2G + s_o/2\eta \quad (16)$$

Si  $s$  se mantiene constante durante un tiempo muy prolongado,  $s'_o = 0$ , eo permanece constante. Este cuerpo va a fluir indefinidamente a una velocidad constante, como el líquido viscoso de Newton.

En el líquido de Newton el módulo  $G$  es infinito.

### **Sólido de Kelvin**

Para definir este cuerpo, se combinan las ecuaciones de estado relativas a los desviadores:

- Del sólido de Hooke  $\sigma_{ij} = 2G\epsilon_{ij}$
- Del líquido de Newton  $\sigma_{ij} = 2\eta \dot{\epsilon}_{ij}$

bajo la forma  $\sigma_{ij} = 2G\epsilon_{ij} + 2\eta \dot{\epsilon}_{ij}$

Si el tensor del esfuerzo  $\sigma_{ij}$  se mantiene constante durante un tiempo muy prolongado, la deformación  $\epsilon_{ij}$  tiende hacia un límite finito, lo que justifica la denominación de sólido que se da a este cuerpo.

El sólido elástico de Hooke es un caso particular del sólido de Kelvin, en el cual la viscosidad es nula.

### **Generalización**

De una manera más general, se pueden definir los cuerpos reológicos por una ecuación de estado de forma:

$$\sigma_{ij} = \left(1 + \frac{\eta}{2G}\right) \sigma_{ij} - \eta \dot{\sigma}_{ij} = 0 \quad (17)$$

En esta ecuación se consideran todos los cuerpos citados anteriormente.

Los coeficientes  $\alpha_i$  son constantes, independientemente del estado de esfuerzo o deformación. En ciertos casos se considera que estos coeficientes dependen del estado de esfuerzo o deformación.

Los cuerpos viscoelásticos reales tienen un comportamiento que el modelo de Maxwell y Kelvin no describe de manera suficiente. La ecuación de estado generalizado permite aproximarse mejor a su comportamiento, escogiendo sus coeficientes convenientemente.

### Flujo y relajación

Para caracterizar el comportamiento de cuerpos viscoelásticos se usan dos experiencias que colocan la relación esfuerzo-deformación en función del tiempo:

*Flujo*: experiencia en la cual un estado de esfuerzos se aplica instantáneamente en principio y se mantiene constante después; se determina la deformación resultante en el tiempo.

*Relajación*: un estado de deformaciones se aplica en principio de manera instantánea y se mantiene constante luego; se determinan los esfuerzos necesarios de aplicación en el tiempo.

### Hipótesis

- Se supone el estado de esfuerzo homogéneo. Las derivadas parciales en relación con  $x, y, z$  del tensor de los esfuerzos son nulas: se satisfacen las ecuaciones de esfuerzos y la relación esfuerzo-deformación se define por las ecuaciones reológicas de estado.
- Se considera estado de esfuerzo simple, que permite usar no tensores sino cantidades de una sola dimensión: cizallamiento simple (un solo componente  $\sigma_{xy}$  del tensor de los esfuerzos no nulo) y tracción simple (compresión): los coeficientes de las relaciones reológicas de estado que se usan son los coeficientes derivados  $E, \nu, \lambda$ .

### Flujo de los cuerpos viscoelásticos

Si se aplica de modo abrupto un esfuerzo a un sólido de Hooke y se mantiene constante, resulta instantáneamente una deformación que permanece constante, cualquiera que sea la duración de aplicación de la fuerza.

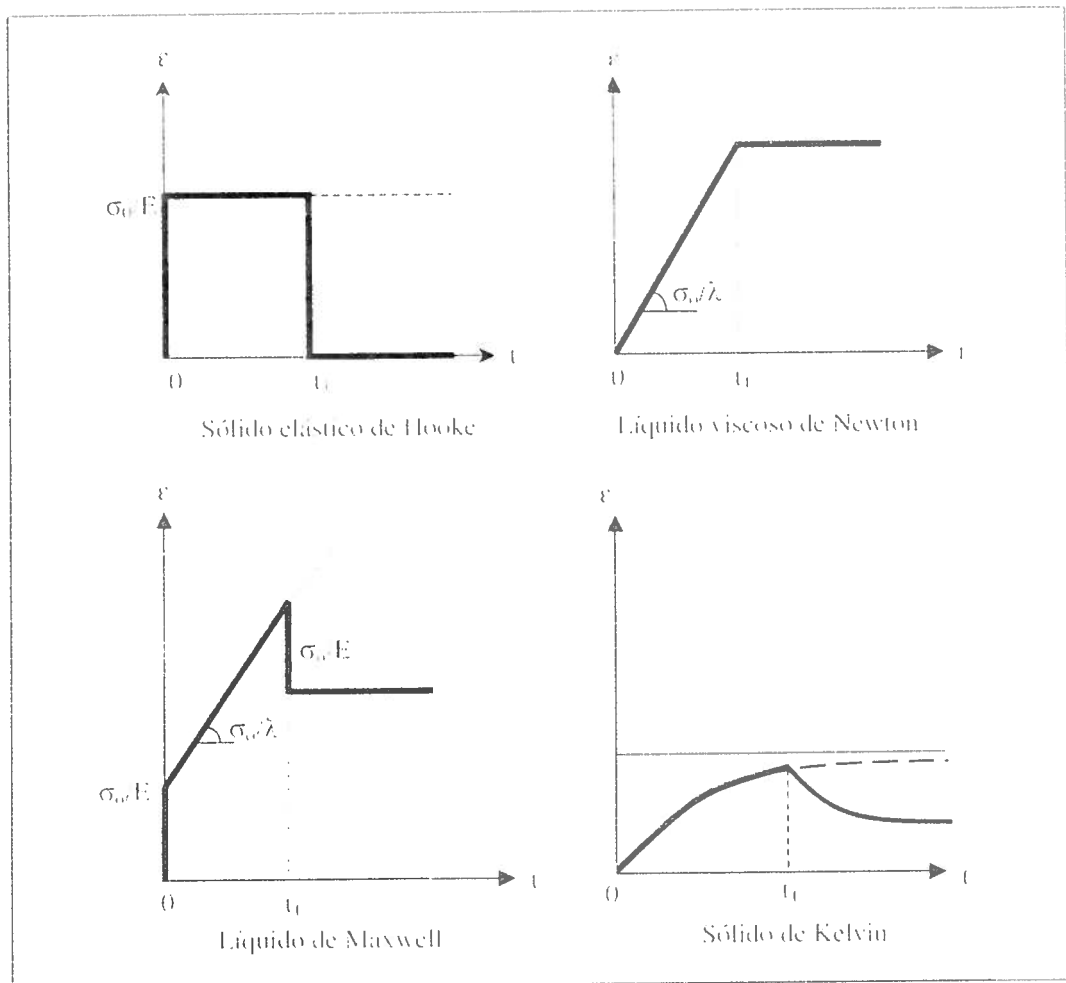


Figura 1.3 Curvas de flujo y relajación.

Si se aplica en forma abrupta un esfuerzo a un líquido viscoso de Newton y se mantiene constante, según la ecuación reológica de estado, resultará una deformación a velocidad constante; la curva de flujo es una recta que pasa por el origen, cuya pendiente es tanto más grande cuando la viscosidad  $\lambda$  es más débil.

Si se aplica bruscamente un esfuerzo a un líquido de Maxwell y se mantiene constante, resultará para la parte elástica del comportamiento una deformación instantánea, seguida por la continuidad del comportamiento viscoso de una deformación a velocidad constante, análoga a la del líquido de Newton.

En efecto, la ecuación reológica de estado se escribe en el caso de una tracción simple.

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} \quad (18)$$

Sea  $\sigma_0$  el esfuerzo constante aplicado, se tiene pues  $\sigma' = 0$ , de donde la ecuación de la curva de flujo

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_c}{E} + \frac{\sigma_c}{\lambda} t \quad (19)$$

Si se aplica bruscamente un esfuerzo a un sólido de Kelvin y se mantiene constante, el cuerpo se deformará de manera progresiva y su deformación tenderá hacia un límite. En efecto, la ecuación reológica de estado se escribe

$$\sigma = E\varepsilon + \lambda\varepsilon' \quad (20)$$

Que con  $\sigma = \sigma_0$  da por integración la ecuación de la curva de flujo

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left( 1 + e^{-\frac{E}{\lambda} t} \right) \quad (21)$$

Al cabo de un tiempo infinito, la deformación tiende hacia un límite infinito  $\sigma_0/E$ , que es el del sólido de Hooke.

### Relación entre los cuerpos viscoelásticos

Para que un sólido de Hooke al cual se le aplica una deformación casi instantáneamente conserve esta deformación constante en el curso del tiempo, basta hacer mantener constante el esfuerzo aplicado; el sólido de Hooke no da lugar a un fenómeno de relajación.

Para que un líquido viscoso de Newton al cual se le aplica una deformación conserve esta deformación constante durante el tiempo, es necesario suprimir instantáneamente el esfuerzo; se dice que la relajación de un líquido de Newton es instantánea.

Para que un líquido de Maxwell al cual se le aplica previamente una deformación conserve esta deformación constante durante el tiempo, es necesario que el esfuerzo aplicado disminuya de manera gradual, y continua hasta anularse al cabo de un tiempo infinito: el líquido de Maxwell da lugar a un fenómeno de relajación de los esfuerzos. Si en la ecuación reológica de estado:

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} \quad (22)$$

Se tiene  $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{constante}$ , pues  $\varepsilon' = 0$  se obtiene por integración la ecuación de la curva de relajación

$$\sigma(t) = E\varepsilon_0 e^{-\frac{E}{\lambda}t} \quad (23)$$

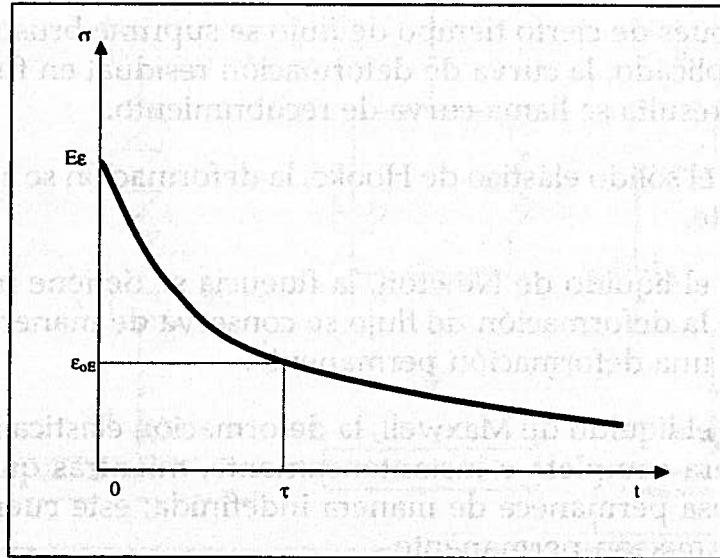


Figura 1.4 Curva de relajación del líquido de Maxwell.

Se denomina  $L/E$  el tiempo de relajación  $T$  y se escribe la ecuación de la curva de flujo

$$\sigma(t) = E\varepsilon_0 e^{-\frac{E}{\lambda}t} \quad (24)$$

Su significación física es que al cabo de un tiempo igual al tiempo de relajación, se termina una proporción igual a  $1-1/e$  (sea 63%) de la relajación total. Un tiempo de relajación extenso es característico de un cuerpo viscoelástico que se separa poco del sólido elástico de Hooke, en tanto que un tiempo de relajación corto es característico de un cuerpo viscoelástico cuyo carácter viscoso es notable.

Para un sólido elástico la viscosidad  $\lambda$  es infinita, dado que el tiempo de relajación  $\lambda/E$  es infinito; para un líquido viscoso de Newton el módulo  $E$  es infinito, dado que el tiempo de relajación  $\lambda/E$  es nulo.

Para que un sólido de Kelvin al cual se le aplica previamente una deformación conserve esta deformación constante en el curso del tiempo, es necesario mantener un esfuerzo constante durante el tiempo; así se tiene la ecuación reológica de estado:

$$\sigma = E\varepsilon + \lambda\varepsilon' \quad (25)$$

$\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{constante}$ , pues  $\varepsilon' = 0$ ; de esto resulta  $\sigma = E\varepsilon_0 = \text{constante}$

El sólido de Kelvin no da lugar a fenómenos de relajación.

### Recubrimiento

Después de cierto tiempo de flujo se suprime bruscamente el esfuerzo aplicado: la curva de deformación residual en función del tiempo que resulta se llama curva de recubrimiento.

Para el sólido elástico de Hooke, la deformación se anula instantáneamente.

Para el líquido de Newton, la fluencia se detiene instantáneamente, pero la deformación de flujo se conserva de manera indefinida; persiste una deformación permanente.

Para el líquido de Maxwell, la deformación elástica instantánea se recupera completa e instantáneamente, mientras que la deformación viscosa permanece de manera indefinida; este cuerpo conserva una deformación permanente.

Para el sólido de Kelvin, la deformación no se anula de modo instantáneo como en el sólido de Hooke, sino lentamente. En efecto, si la ecuación reológica de estado  $\sigma = E\varepsilon + \lambda\varepsilon'$ , se tiene  $\sigma = 0$ .

Sea

$$\frac{\varepsilon'}{\varepsilon} = -\frac{E}{\lambda} \quad \varepsilon = \varepsilon_0 e^{\frac{-E}{\lambda}t} \quad (26)$$

$\varepsilon_0$  es la deformación adquirida en el momento en que se suprime el esfuerzo.

Se dice que el sólido de Kelvin posee una propiedad de elasticidad diferida. Se puede agregar a ésta el hecho de que después de un ensayo de flujo el sólido de Kelvin sólo alcanza la deformación del sólido de Hooke al cabo de un tiempo infinito.

### Modelos reológicos

Con el fin de materializar las ecuaciones reológicas de estado de los cuerpos viscoelásticos, se usan modelos mecánicos que constituyen una asociación de elementos de base, los cuales son:

- un resorte: perfectamente elástico, caracterizado por un módulo  $E$ ; su ecuación reológica de estado es la del sólido de Hooke,  $\sigma = E\varepsilon$ .
- un amortiguador: pistón perforado que se desplaza en un líquido viscoso, caracterizado por un coeficiente de viscosidad  $\lambda$ . Su ecuación reológica de estado es la del líquido de Newton,  $\sigma = \lambda\varepsilon'$ .

Estos elementos pueden asociarse:

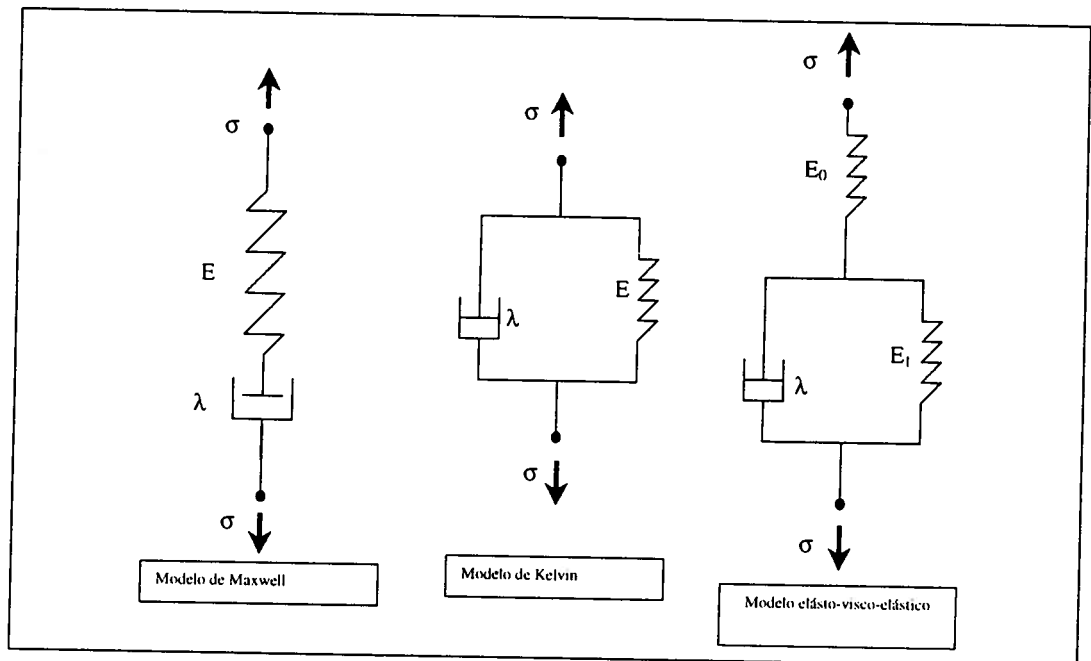


Figura 1.5 Modelos reológicos de asfaltos.

- Serie: los dos elementos tienen igual esfuerzo y la deformación del modelo es la suma de la deformación de los dos elementos de base; se tiene, pues, el modelo

$$\varepsilon' = \frac{\sigma'}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} \quad (27)$$

Se reconoce la ecuación de estado de líquido de Maxwell. Este modelo en serie se llama modelo de Maxwell.

- Paralelo: en este caso se supone que los dos elementos de base se colocan de tal manera que su deformación es igual; el esfuerzo aplicado al modelo global es la suma de los esfuerzos aplicados a los dos elementos. Se tiene
- $\sigma = E\varepsilon + \lambda\varepsilon'$ .

Se reconoce la ecuación de estado del sólido de Kelvin. Este módulo en paralelo se llama módulo de Kelvin.

Con la ayuda de estos elementos de base, se puede construir un gran número de modelos más complicados:

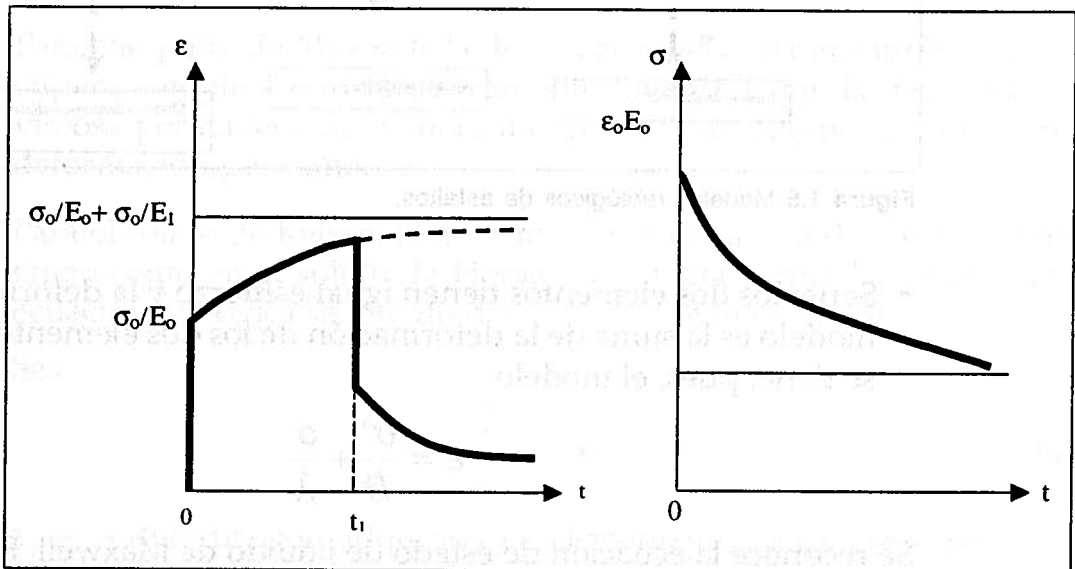
### Modelo elasto-viscoelástico

Este modelo se constituye por un resorte  $E_0$ , en serie con un modelo de Kelvin ( $E_1, \lambda$ ); su ecuación es:

$$\sigma \left( 1 + \frac{E_1}{E_0} \right) + \frac{\lambda}{E_0} \sigma' = E_1 \varepsilon + \lambda \varepsilon' \quad (28)$$

Después de que se aplica bruscamente un esfuerzo  $\sigma_0$  y que se mantiene constante, el modelo presenta una deformación elástica instantánea  $\sigma_0/E_0$ , pues fluye con una deformación finita de elasticidad diferida como un modelo de Kelvin; el cuerpo correspondiente es, pues, un sólido.

Si al cabo de cierto tiempo se suprime instantáneamente el esfuerzo, la deformación elástica  $\sigma_0/E_0$  se recupera al instante, ya que se produce un recubrimiento de elasticidad diferida sin deformación permanente análoga al modelo de Kelvin.



**Figura 1.6** Flujo y recuperación del modelo elasto-viscoelástico.

**Figura 1.7** Relajación del modelo elasto-viscoelástico.

Se puede demostrar que este modelo presenta una propiedad de relajación; el esfuerzo disminuye gradualmente el valor inicial  $\varepsilon_0 E_0$  en un valor finito.

Un cuerpo cuya ecuación de estado es de la forma:

$$\alpha_1 \|\varepsilon_0\| + \alpha_2 \|\varepsilon'_0\| + \alpha_3 \|\sigma_0\| + \alpha_4 \|\sigma'_0\| = 0 \quad (29)$$

En donde  $\alpha_i$  son escalares no nulos y constituye un sólido con elasticidad instantánea, y una elasticidad diferida sin deformación permanente presenta una deformación de flujo limitada y una relajación parcial.

El modelo de Kelvin generalizado posee en serie un resorte (módulo  $E_i$ ),  $n$  modelos de Kelvin ( $E_i, \lambda_i$ ) y un amortiguador (viscosidad  $\lambda$  infinito).

### Viscoelasticidad lineal. Función de flujo y relajación

Se dice que un material viscoelástico posee una viscoelasticidad lineal si la superposición de varias acciones sobre este material produce efectos aditivos:

Esto obedece al principio de superposición de Boltzman:

Sobre un material viscoelástico lineal:

Si un esfuerzo  $\sigma_{1(t)}$  produce una deformación  $\epsilon_1(t)$

Si un esfuerzo  $\sigma_{2(t)}$  produce una deformación  $\epsilon_2(t)$

Ya que los dos esfuerzos se ejercen simultáneamente,  $\sigma_1(t) + \sigma_2(t)$ , la deformación resultante es la suma de las dos deformaciones,  $\epsilon_1(t) + \epsilon_2(t)$ .

De igual manera, si un esfuerzo  $\sigma(t)$  conlleva una deformación  $\epsilon(t)$ , un esfuerzo  $K\sigma(t)$  implica una deformación  $K\epsilon(t)$ .

Todos los cuerpos cuyo comportamiento está representado por modelos constituidos por resortes y amortiguadores; son viscoelástico-lineales; los cuerpos cuya ecuación de estado es de la forma:

$$\alpha_1 \|\epsilon_0\| + \alpha_2 \|\epsilon'_0\| + \alpha_3 \|\sigma_0\| + \alpha_4 \|\sigma'_0\| = 0 \quad (30)$$

Donde  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  son constantes independientes del estado de esfuerzo o deformación, e igualmente cuerpos viscoelásticos lineales. Es el caso del líquido de Maxwell, del sólido de Kelvin, del cuerpo elasto-viscoelástico.

Numerosos cuerpos reales tienen coeficientes reológicos (módulos, viscosidades...) que dependen del estado del esfuerzo o de deformación. Estos cuerpos, al igual que los cuerpos dotados de plasticidad, no son lineales.

Muchos de estos cuerpos no lineales pueden considerarse lineales para deformaciones débiles (es el caso de un gran número de materiales para construcción).

El gran interés de la viscosidad lineal es que los cálculos que permiten prever la respuesta a deformación de un esfuerzo dado (función del

tiempo) son relativamente simples, lo que no se presenta en el caso de la viscosidad no lineal.

La linealidad permite, además, caracterizar el comportamiento del cuerpo por un método diferente del de ecuación reológica de estado, utilizando la función flujo o relajación.

### **Función flujo**

Siguiendo la linealidad del cuerpo, la deformación de flujo  $E(t)$  de un cuerpo viscoelástico lineal es proporcional al esfuerzo constante  $\sigma_0$  aplicado en el tiempo  $t = 0$ .

Esto permite definir una función  $f(t)$  tal que  $E(t) = \sigma_0 f(t)$ .

Esta función se llama función flujo del cuerpo.

La función flujo es nula para  $t$  menor que 0 y toma instantáneamente el valor  $f(t)$  para  $t$  mayor o igual que 0.

Así la función flujo del líquido de Maxwell es  $f(t) = 1/E + 1/\lambda t$ .

La función flujo del sólido de Kelvin  $f(t) = 1/E (1 - e^{-t/\lambda})$  (potencia/  $\lambda$ potenciat).

La función flujo de un sólido de Kelvin generalizada a  $n$  modelos elementales es

$$f(t) = \frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i} (1 - e^{-\frac{E_i}{\lambda_i} t}) + \frac{t}{\lambda_\infty} \quad (31)$$

Se muestra que la función flujo de todo cuerpo viscoelástico lineal puede someterse a esta forma. Mientras más se aumente el número  $n$  de modelos elementales, más se puede estrechar una curva de flujo determinado experimentalmente por un cuerpo real.

El gran interés de la función flujo radica en que se puede calcular la respuesta en deformación (función del tiempo) en un esfuerzo impuesto, cualquiera que sea el tiempo.

### **Deformación en el instante $T$**

Para esto se descompone el esfuerzo aplicado  $s(t)$  en pequeños incrementos, de los que se determinará separadamente el efecto en el instante  $t$ .

Entre el instante  $T$ , anterior a  $t$ , y el instante  $T + \Delta(T)$ , el esfuerzo impuesto se incrementa de un valor  $ds/dT dT$ . En el instante  $t$ , es de-

cir, después de que un tiempo  $t-\tau$  transcurre en el momento donde este pequeño elemento de esfuerzo comienza a actuar, la deformación resultante es

$$\frac{d\sigma}{\tau d\tau} f(t-\tau) \quad (32)$$

En el cuerpo lineal, la deformación total es la suma de las deformaciones creadas por estos pequeños incrementos del esfuerzo.

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^t f(t-\tau) \frac{d\sigma}{d\tau} \quad (33)$$

Esta relación puede colocarse bajo otra fórmula interesante. Integrando por partes, se obtiene:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t) f(0) + \int_{-\infty}^t f'(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (34)$$

Esta relación se interpreta de la siguiente manera:

$\sigma(t) f(0)$  es la deformación resultante de la parte de elasticidad instantánea del cuerpo.

$\sigma(\tau) d\tau$  es una impulsión de esfuerzo, es decir, un esfuerzo de amplitud  $\sigma(\tau)$  aplicada abruptamente en el instante  $\tau$  y mantenida sólo durante un tiempo  $d\tau$ . En la ecuación se muestra que el efecto de esta impulsión sobre la deformación en el instante  $t$  (al cabo de un lapso  $t-\tau$ ) se obtiene al multiplicar el valor de esta impulsión por  $f'(t-\tau)$ .

Ésta se llama la función  $f'$ , función memoria (del flujo) de las impulsiones elementales; la función memoria es la derivada de la función flujo.

Se ve, pues, que se puede caracterizar el comportamiento reológico de un cuerpo no ya a partir de la ecuación reológica de estado de la forma dada sino directamente por una función flujo.

Una categoría importante de cuerpos viscoelásticos, cuyo comportamiento se define de esta manera, es la de los cuerpos a flujo parabólico cuya función flujo es de la forma:

$$f(t) = At^a \quad (35)$$

Se agrega frecuentemente a este modelo una elasticidad instantánea, por lo que la función flujo se convierte en

$$f(t) = 1/E + At^a \quad (36)$$

Los cuerpos con flujo parabólico son líquidos, ya que su deformación de flujo aumenta indefinidamente en función del tiempo. Sin embargo, este modelo se usa para representar sólidos viscoelásticos (si las sollicitaciones no tienen larga duración).

### Función relajación

La función relajación se define de la misma manera que la función flujo.

El esfuerzo  $\sigma(t)$  en un cuerpo viscoelástico lineal durante una experiencia de relajación es proporcional a la deformación impuesta, lo que permite definir una función  $\eta(t)$  tal que  $\sigma(t) = \epsilon_0 \eta'(t)$ .

Esta función se llama función relajación del tiempo; como es homogénea a un módulo, se denomina también módulo de relajación (función del tiempo).

La función relajación del líquido de Maxwell es

$$h'(t) = Ee^{-(\gamma/Lt)} \quad (37)$$

Por medio de la función relajación se puede calcular el esfuerzo (función del tiempo) en el caso de que se le imponga a un cuerpo una deformación función cualquiera del tiempo.

De la misma manera que para la función flujo, se demuestra que este esfuerzo es

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^t P(t-\tau) \frac{d\epsilon}{d\tau} d\tau \quad (38)$$

Igualmente, se puede definir una función memoria (de relajación) que se deriva de la función relajación, tal como

$$\sigma(t) = \epsilon(t)P(0) + \int_{-\infty}^t P'(t-\tau)\epsilon(\tau)d\tau \quad (39)$$

Recordando que ya que  $t$  tiende hacia el infinito, la función relajación de un líquido tiende a cero y la de un sólido tiende hacia un límite finito.

Para un cuerpo viscoelástico-lineal dado, la función flujo y la función relajación no son independientes, y es imposible calcular una de esas funciones si no se conoce la otra.

## TIPOS Y USOS DE ASFALTOS

### Asfaltos

Los asfaltos son aquellas sustancias de color oscuro que pueden ser líquidas, semisólidas o sólidas, compuestas esencialmente de hidrocarburos solubles en sulfuro de carbono en su mayor parte y procedentes de yacimientos naturales u obtenidos como residuo del tratamiento de determinados crudos de petróleo por destilación o extracción, cuyas cualidades aglutinantes y propiedades físicas y químicas los hacen óptimos para un gran número de aplicaciones.

Muchos de los asfaltos usados en trabajos de pavimentación provienen de la destilación del petróleo. La gran versatilidad de los materiales bituminosos hace que éstos sean los más utilizados para la construcción y mantenimiento de estructuras de pavimentos flexibles. Los principales tipos de ligantes bituminosos que se emplean actualmente para la elaboración de las mezclas asfálticas son los asfaltos naturales, los cementos asfálticos o asfaltos de penetración, los asfaltos líquidos o asfaltos rebajados, las emulsiones asfálticas y los crudos del petróleo.

### Clasificación y especificaciones

#### *Asfaltos naturales*

Procesos análogos que ocurren en la naturaleza han formado depósitos naturales de asfalto, algunos prácticamente libres de materias extrañas y otros mezclados con cantidades variables de ciertos minerales, agua y otras sustancias. Los depósitos naturales en los que el asfalto se encuentra dentro de la estructura de una roca porosa se conocen comúnmente con el nombre de asfaltos de roca o rocas asfálticas. Estos asfaltos naturales se manifiestan en diversas formas, entre las que se destacan los manantiales, los lagos y las exudaciones.

#### *Asfalto derivado del petróleo*

Casi todo el asfalto que se produce y utiliza hoy en día en el mundo procede de la refinación del petróleo. El asfalto derivado del petróleo se llama a veces asfalto residual (residuo de la destilación del petróleo), para distinguirlo de los asfaltos naturales. Las implicaciones poco

deseables que normalmente se atribuyen a la palabra residual han conducido a la industria del asfalto a preferir el empleo de la expresión "de destilación directa", que sin embargo es inexacta, ya que pocas veces se producen asfaltos del petróleo por destilación simple, sin ningún tratamiento posterior.

En la norma INV E 706 se encuentran las especificaciones de este tipo de asfaltos, cuyas características se indican en la tabla 1.31.

**Tabla 1.31**  
Especificación de asfaltos puros

Característica	Unidades	Norma de ensayo	60-70		80-100	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Penetración	0,1 mm	INV E-706	60	70	80	100
Viscosidad dinámica a 60 °C	P	INV E-716	1.500		1.000	
Índice de penetración		INV E-724	-1	+1	-1	+1
Pérdida por calentamiento en película delgada (163 °C, 5 h)	%	INV E-721	—	1,0	—	1,0
Ductilidad (25 °C, 5 cm/min)	cm	INV E-702	100	—	100	—
Penetración del residuo luego de la pérdida delgada, % de la penetración original	%	INV E-721	52	—	48	—
Solubilidad en tricloroetileno	%	INV E-713	99	—	99	—
Contenido de agua	%	INV E-704	—	0,2	—	0,2

### **Cementos asfálticos sólidos**

Son asfaltos refinados o una combinación de un asfalto refinado y un aceite fluidificante (gasóleo), de una viscosidad apropiada para los trabajos de pavimentación. Se designan generalmente mediante las letras AC.

Son ideales para pavimentación, pues además de sus propiedades aglutinantes e impermeabilizantes, poseen características de flexibilidad, durabilidad y alta resistencia a la acción de la mayor parte de ácidos, sales y alcoholes.

**Tabla 1.32**  
Tipo de cemento asfáltico por emplear según el tráfico

Tráfico de diseño	Penetración del cemento asfáltico
Tráfico alto ( $T_4$ y $T_5$ )	60-70
Tráfico medio ( $T_3$ )	60-70 u 80-100
Tráfico bajo ( $T_2$ y $T_1$ )	60-70 u 80-100

### **Asfaltos líquidos**

También denominados asfaltos rebajados o *cut backs*, se definen según el Instituto del Asfalto como "material asfáltico cuya consistencia blanda o fluida hace que salga del campo en que se aplica el ensayo de penetración, cuyo límite máximo es 300".

Están compuestos por una base asfáltica (cemento asfáltico) y un fluidificante volátil que puede ser bencina, queroseno o aceite.

### **Emulsiones asfálticas**

Es un sistema heterogéneo de dos fases normalmente inmiscibles, como el asfalto (60-70%) y el agua, al que se le incorpora una pequeña cantidad de un agente activador de superficies (0,2-1%), tensoactivo o emulsificante, básico o ácido, el cual mantiene en dispersión el sistema; la fase continua es el agua y la discontinua son los glóbulos de asfalto, cuyo tamaño oscila entre uno y diez micrones. Cuando la emulsión se pone en contacto con el agregado se produce un desequilibrio eléctrico que la rompe, llevando a las partículas de asfalto a unirse a la superficie de agregado; el agua fluye o se evapora, separándose de las partículas pétreas recubiertas por el asfalto. Existen emulsionantes que permiten que esta rotura sea instantánea y otros que retardan este fenómeno.

De acuerdo con la velocidad de rotura, las emulsiones asfálticas pueden ser de Rompimiento Rápido (*Rapid Setting*, RS), de Rompimiento Medio (*Medium Setting*, MS), de Rompimiento Lento (*Slow Setting*, SS).

## **Usos y funciones del asfalto**

### **Crudos del petróleo**

Son ligantes bituminosos que debido a sus propiedades ligantes, alto contenido de asfalto residual y grado de volatilización de los solventes que lo componen, se emplean por lo regular en su forma natural. El más usado en Colombia es el crudo de Castilla, que se encuentra en el departamento del Meta.

### ***Funciones del asfalto en la construcción de pavimentos***

El asfalto es un material altamente impermeable, adherente y cohesivo, capaz de resistir grandes esfuerzos instantáneos y fluir bajo la acción de cargas permanentes. En la construcción de pavimentos puede cumplir las siguientes funciones como aplicación de estas propiedades:

- Impermeabilizar la estructura del pavimento, haciéndolo poco sensible a la humedad y eficaz contra la penetración del agua proveniente de la precipitación.
- Proporcionar una íntima unión y cohesión entre agregados, capaz de resistir la acción mecánica de disgregación producida por las cargas de los vehículos. Igualmente, mejora la capacidad portante de la estructura y, por ende, permite disminuir el espesor.

Ningún otro material garantiza en mayor grado la satisfacción simultánea y económica de estas dos funciones, al tiempo que proporciona una estructura de pavimento con características flexibles.

### **Composición química del asfalto**

Es necesario tener un amplio conocimiento de la constitución y composición química de los asfaltos, ya que esto es de gran ayuda para el control de las propiedades físicas y químicas de los mismos, además de que permite adecuarlo a la función que va a desarrollar en la carretera.

El asfalto, al igual que el petróleo crudo, está compuesto por numerosos hidrocarburos (átomos de carbono unidos entre sí por enlaces sencillos, dobles o triples y cuyas valencias libres se saturan por átomos de hidrógeno) mezclados en proporciones diferentes. La mayor parte de los hidrocarburos livianos se eliminan durante el proceso de refinación y sólo quedan los hidrocarburos más pesados, que son moléculas complejas.

A lo largo de la historia, la estructura química del asfalto se ha descrito tomando como base su separación en fracciones a través de diversos tipos de solventes. La estructura molecular del asfalto se considera como un coloide por sus características de flujo no newtoniano, su elasticidad retardada, su exudación de aceites, su floculación de asfaltenos bajo la acción de solventes no polares, etc. Todo ello condujo a pensar inicialmente que el asfalto era un líquido micelar compuesto por dos fases, donde un cuerpo se presenta disperso en otro, pero no en forma molecular, sino en grupos más o menos grandes de moléculas. Esta dispersión se llama solución coloidal si el tamaño de

los grupos de moléculas no es tan grande que se produzca su separación por precipitación o por flotación.

El asfalto es una mezcla de un gran número de hidrocarburos de diverso carácter, solubles unos en otros en proporciones diversas. Al agruparse según sus características físicas, las moléculas generan una estructura coloidal característica: las moléculas más pesadas se agrupan formando micelas o fase dispersa (en suspensión) mientras que las más ligeras constituyen el líquido intermicelar o fase continua (medio de dispersión), según se puede ver en la figura 1.8. Al eliminar por destilación los hidrocarburos más ligeros del petróleo, los más pesados no pueden mantenerse en disolución y van uniéndose por adsorción a las micelas ya existentes, aumentando su volumen a medida que se extrema la destilación.

Los sistemas coloidales pueden ser de dos tipos: sistema coloidal sol y sistema coloidal gel. En los primeros (figura 1.9) tiene un equilibrio entre los componentes de la fase dispersa (micelas), mientras que en los segundos (figura 1.10) existe unión entre las micelas, lo cual se traduce en que éstas tomen posiciones fijas y por tanto rigidicen el sistema coloidal.

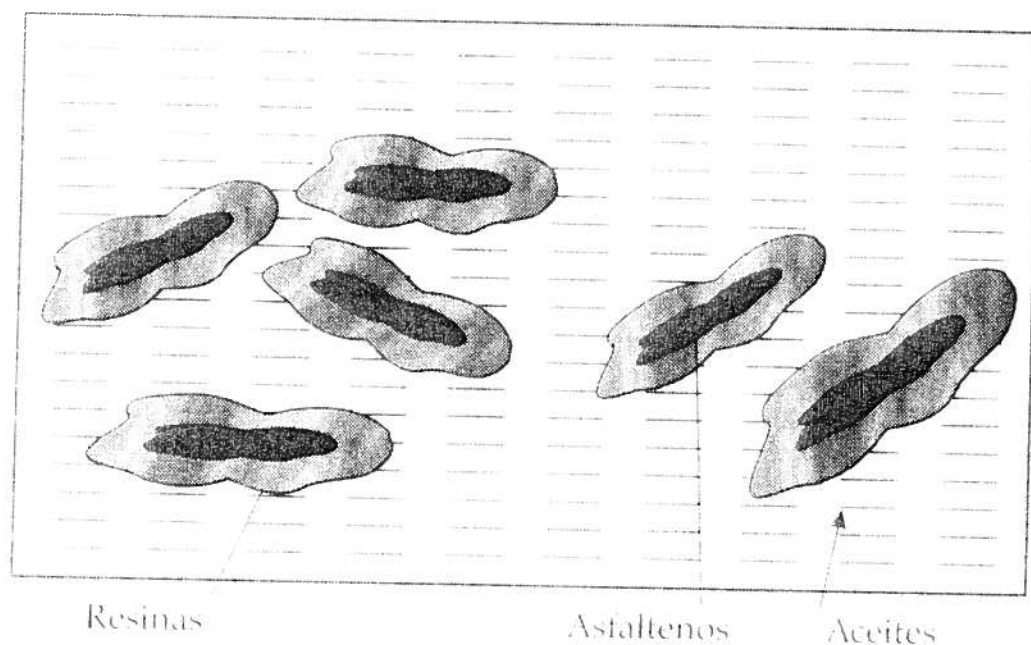
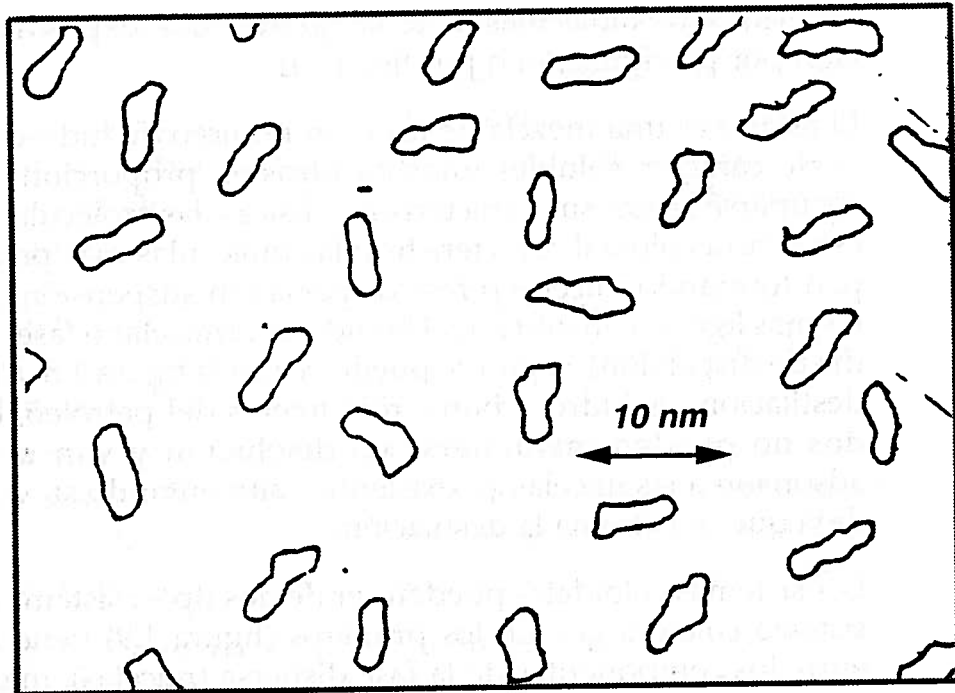


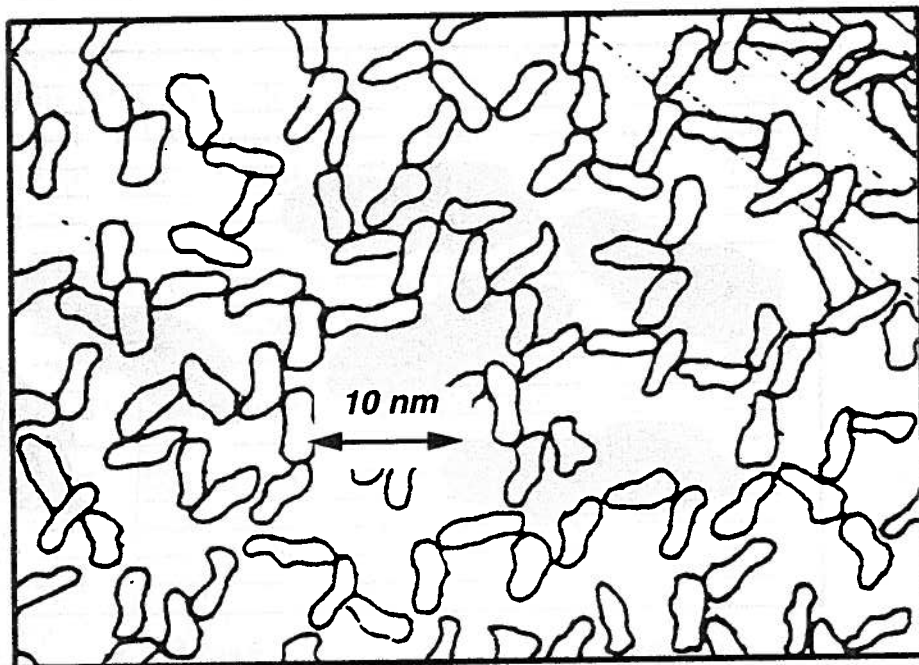
Figura 1.8 Esquema coloidal de Pfeiffer.

Fuente: Hugo Freon Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.



**Figura 1.9** Sistema sol.

Fuente: Christian Such, *Taller de transferencia de tecnología: asfaltos modificados*.



**Figura 1.10** Sistema gel.

Fuente: Christian Such, *Taller de transferencia de tecnología: asfaltos modificados*.

Las partículas dispersas tienen un tamaño del orden de 10 a 1.000 Å° (angstrom Å° =  $10^{-10}$  m). En la mayor parte de los casos no existe separación entre micela y líquido intermicelar, pero se puede imaginar el

centro de la micela como el punto de máxima concentración de fase dispersante. Este fenómeno sería simple si el asfalto tuviera solamente dos cuerpos en presencia, pero lo que ocurre en realidad es que hay una infinidad de ellos. Para simplificar este problema se clasificaron los componentes del asfalto en dos grupos: los asfaltenos, que forman las micelas, y los maltenos, característicos de la fase continua.

Los asfaltenos son los compuestos solubles que se precipitan del petróleo crudo por la adición de un mínimo de 40 volúmenes de n-pentano. Son partículas sólidas, cuyo color va desde el café oscuro hasta el negro, sin punto de fusión definido; al calentarse forman una masa viscosa que se descompone, se hincha y se aglutina, dejando un residuo de carbón. Los asfaltenos son los responsables de las características estructurales de los asfaltos, ya que el contenido de éstos en un cemento asfáltico varía entre 15 y 20%. Por lo regular, el valor no dice nada del comportamiento en servicio, pero los crudos pesado y mediano generan un producto de mayor calidad que un crudo liviano.

Los maltenos son la fracción soluble en hidrocarburos saturados de bajo punto de ebullición. Generalmente existe mayor proporción de maltenos que asfaltenos, y esto es lo que le da la calidad a un asfalto; en otras palabras, significa que la naturaleza química de los maltenos regula en gran parte las propiedades químicas de los asfaltos. Los maltenos se separan, por métodos físicos, en resinas y aceites; las resinas son más pesadas, tienen un punto de ebullición más elevado y además presentan mayor poder de adsorción.

### ***Influencia de los componentes químicos del asfalto en sus propiedades***

Los asfaltenos contienen las moléculas más pesadas del asfalto, ya que son los que le proporcionan la dureza. Las resinas son las encargadas de las características cementantes o aglutinantes, mientras que los aceites dan la consistencia necesaria para hacerlos trabajables. Los aceites son líquidos poco viscosos, de color claro, no adherentes, muy estables y semejantes a los aceites de lubricación; el asfalto debe gran parte de su deformabilidad a este componente, pues permite el desplazamiento entre micelas.

Los asfaltenos son muy adherentes intrínsecamente, pero al estar rodeados por una cortina de resinas no intervienen de modo directo en la adherencia con los materiales pétreos. Su presencia es fundamental en las propiedades mecánicas del asfalto, pues el alto poder de adsorción de las resinas le proporciona a su núcleo una alta rigidez.

Las propiedades físicas del asfalto dependen de las proporciones de asfaltenos, resinas y aceites que contienen. Un asfalto con un alto con-

tenido de aceites se comportará como un fluido viscoso, ya que las micelas formadas por los asfaltenos rodeados de las resinas adsorbidas flotarán en el líquido aceitoso sin tocarse. Cuando se somete a los efectos del calentamiento en la planta, se va presentando una reducción gradual de los aceites y, por tanto, un acercamiento entre los núcleos de los asfaltenos. Adicionalmente, la fricción originada hace que el asfalto incremente su viscosidad. Como se puede observar, es muy importante la proporción en que interviene cada uno de estos componentes en la consistencia del asfalto.

Las cantidades de los componentes en el asfalto se pueden modificar mediante un proceso de oxidación, en el cual los aceites se convierten en resinas y éstas en asfaltenos. Los aceites protegen al asfalto de la oxidación debido a su gran estabilidad química; lo que hace concluir que un asfalto que tenga altos contenidos de aceites será más resistente al envejecimiento y más durable, pero será igualmente muy deformable a temperaturas ordinarias. Es necesario entonces que exista un equilibrio en esta composición, pero lo ideal sería un asfalto poco deformable y durable o poco sensible al envejecimiento.

### **Modelo desarrollado por SHRP**

Uno de los objetivos principales del Programa Estratégico de Investigación de Asfaltos (SHRP, por su sigla en inglés) fue adoptar un modelo que definiera la constitución del cemento asfáltico utilizado en los diseños experimentales. En 1987 se contrató al Western Research Institute (WRI), con sede en Laramie (Wyoming, Estados Unidos) para realizar las investigaciones pertinentes, fundamentalmente en el área de la química del asfalto; para esto el WRI utilizó el modelo micelar de Nellensteyn, refinado por Pfeiffer en 1940. Dicho modelo fue el punto de partida del SHRP como el único disponible al comenzar el programa, además de que los proveía de una razonable explicación de la estructuración química del asfalto.

Las investigaciones del WRI y otros han confirmado el hecho de que el modelo micelar no explica adecuadamente el comportamiento y las propiedades del asfalto, razón por la cual fue desplazado por el nuevo modelo SHRP, que define con mayor claridad las propiedades físico-químicas del asfalto. Este modelo, denominado microestructural, establece que el asfalto está constituido por una sola fase, mezcla de un gran número de moléculas polares y no polares que forman asociaciones sueltas y redes que se hallan dispersas en el asfalto (figura 1.11).

Esta estructura se mantiene unida a través de fuerzas intermoleculares débiles, que se forman, se rompen o se interrumpen como respuesta a

los cambios de temperatura y a la aplicación de esfuerzos. Después de esta investigación el grupo SHRP desarrolló el modelo microestructural, que describe al asfalto de manera simplista como "espaguetis fríos nadando en salsa". El antiguo modelo consideraba partículas de asfaltenos dispersas en un fluido, mientras que el nuevo concepto considera franjas o tiras de materiales de una naturaleza química similar conectadas entre sí que forman redes.

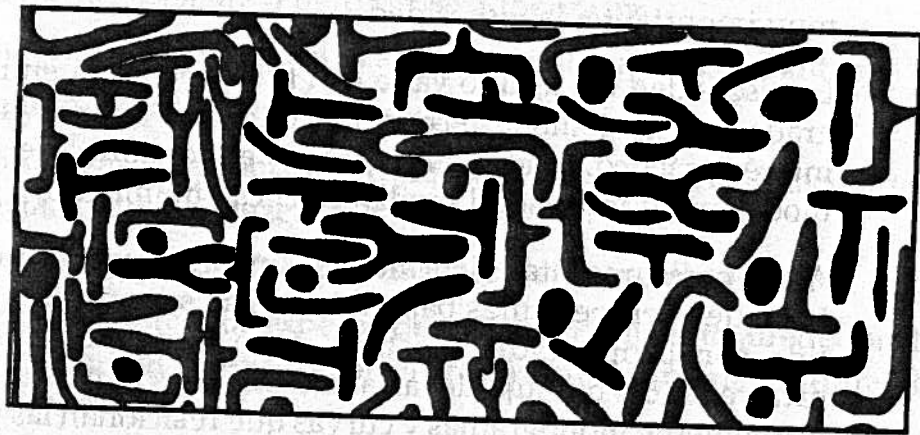


Figura 1.11 Modelo microestructural SHRP.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

El líquido en el que se suspenden estas redes es no polar y no afecta las propiedades físicas del asfalto. La asociación de estos grupos de asfaltos es la que tiene que ver con la mayor parte de las propiedades físicas. El positivo y el negativo de estas fibras y cómo se atraen entre sí es lo que realmente cuenta desde la óptica de las propiedades físicas y lo que las convierte en mezclas bastante complejas, lo que obliga a los métodos de caracterización química a definirse muy bien con el fin de poder interpretar sus características químicas y su relación con las propiedades físicas.

Las moléculas polares participan en la formación de una red de moléculas asociadas, abarcando un amplio rango de tamaños y tipos; sin embargo, las que no forman parte de la red son consideradas no polares en este modelo. Su atributo más importante son la resistencia relativa y el número de sitios polares o de unión entre moléculas, porque esto afecta directamente a la formación de la red.

Las moléculas no polares comprenden entre 60 y 70% en peso, se comportan generalmente como un líquido viscoso y sus propiedades reológicas están controladas por su peso molecular y la distribución del mismo. Estas moléculas pueden interactuar unas con otras y también pueden formar redes débiles. Su capacidad aromática es impor-

tante desde el punto de vista de la compatibilidad entre moléculas polares y no polares.

### **Características reológicas del asfalto**

La reología es una de las propiedades más importantes de los productos asfálticos. Se refiere a la variación de las propiedades del flujo a través del tiempo de aplicación de una carga e incluye una propiedad muy importante: la viscosidad.

La viscosidad del asfalto varía con la temperatura en mayor o menor grado (susceptibilidad térmica) y su estudio es muy importante y de interés práctico, porque en todas las aplicaciones del asfalto se debe modificar su viscosidad mediante el calentamiento.

A temperaturas altas el asfalto se considera un fluido viscoso, mientras que a temperaturas bajas de servicio se considera un material sólido con propiedades elásticas. Con el propósito de conocer las características de flujo del asfalto a distintas temperaturas, se utilizan actualmente monogramas y curvas que relacionan las principales propiedades del asfalto.

### **Asfaltos modificados**

Se presentan casos en los que las características de las mezclas asfálticas obtenidas con los cementos asfálticos convencionales no son capaces de resistir la acción conjunta del tránsito y del clima, por lo que resulta necesaria la utilización de ligantes modificados que presenten mejores propiedades reológicas, un mayor grado de adherencia, mayor resistencia al envejecimiento y menor susceptibilidad térmica.

Las mezclas asfálticas elaboradas con estos ligantes modificados presentan altos valores de *stiffness* a temperaturas altas de servicio, lo que disminuye el ahuellamiento, y bajos *stiffness* a temperaturas bajas, que reducen el riesgo de aparición prematura de fisuras. De igual manera, el grado de afinidad ligante-agregado en presencia de agua se mejora sustancialmente.

Algunas de estas propiedades pueden mejorarse mediante el empleo de ligantes más duros, pero esto reducirá su flexibilidad a temperatura ambiente y proveerá al ligante de un mayor grado de fragilidad a temperaturas bajas.

Para mejorar las propiedades citadas sin producir efectos negativos secundarios, se están usando a escala mundial los cementos asfálticos modificados con polímeros. Con la utilización de los modificadores y aditivos, se puede lograr:

- Mejorar el *stiffness* del cemento asfáltico a temperaturas altas de servicio, minimizando el riesgo de ahuellamiento.
- Obtener mezclas más flexibles a temperaturas bajas de servicio para minimizar la aparición de fisuras asociadas a los cambios térmicos.
- Mejorar la resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas.
- Mejorar la afinidad ligante-agregado pétreo, con el fin de reducir el riesgo de *stripping* o pérdida de adherencia.
- Mejorar la resistencia a la abrasión de las mezclas asfálticas.
- Rejuvenecer el cemento asfáltico.
- Minimizar los problemas durante el proceso de colocación y compactación de la mezcla asfáltica.
- Mejorar las características elásticas del cemento asfáltico.
- Permitir un mayor espesor de película de ligante alrededor de las partículas del agregado, con el propósito de aumentar la durabilidad de la mezcla.
- Reducir la probabilidad de exudación del cemento asfáltico.
- Disminuir los espesores de la estructura del pavimento.
- Mejorar el comportamiento general de toda la estructura del pavimento.

Una mezcla asfáltica ideal debe tener las siguientes características (figura 1.12):

- Baja rigidez o viscosidad a las temperaturas normales de manejo en planta y colocación en obra.
- Alta rigidez a las temperaturas altas de servicio para reducir el ahuellamiento.
- Baja rigidez y buenas características elásticas a temperaturas bajas de servicio para reducir el riesgo de la aparición de fisuras por cambios de temperatura.
- Buenas características adherentes en presencia de humedad, con el propósito de reducir el *stripping*.

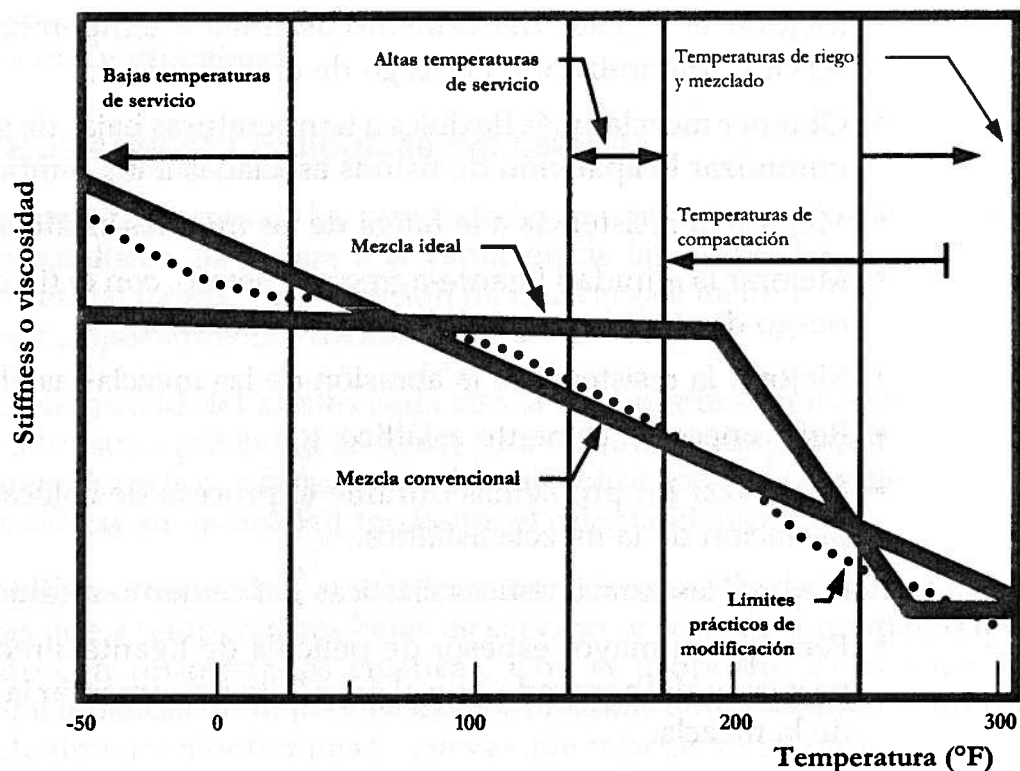


Figura 1.12 Características deseadas en una mezcla asfáltica.

Fuente: Asphalt Seminar (Bucaramanga, 1992). Characterization of Asphalt in Paving Materials.

En el pasado, algunas de estas propiedades se podían obtener con los cementos asfálticos tradicionales. Ahora, con el incremento del volumen de tránsito y de la presión de inflado, el aumento en las sobrecargas de los vehículos pesados y la aparición de nuevos crudos, se necesitan modificadores y aditivos para obtener mezclas que cumplan con la mayor parte de estos requerimientos.

Debido a que el asfalto es el responsable del comportamiento viscoelástico de todos los materiales bituminosos, sus propiedades determinan muchos aspectos del comportamiento de las mezclas en las vías.

En un ensayo simple de *creep*, la deformación inducida por la carga aplicada muestra una respuesta instantánea elástica, seguida por un incremento gradual en la deformación hasta que se renueve. El cambio de la deformación con el tiempo se debe al comportamiento viscoso del material. Cuando se remueve la carga, la deformación elástica se recupera instantáneamente; con el tiempo se presenta también una recuperación adicional que se conoce como elasticidad retardada. Al final queda una deformación permanente residual, que es irrecuperable, causada directamente por el comportamiento viscoso del material. Cuando se induce un pulso de carga en un material bituminoso

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes the need for transparency and accountability in financial reporting.

2. The second part of the document outlines the various methods and techniques used to collect and analyze data. It includes a detailed description of the experimental procedures and the statistical analysis performed.

3. The third part of the document presents the results of the study, including a comparison of the different methods and techniques used. It also discusses the implications of the findings and the potential for future research.

4. The fourth part of the document provides a summary of the key findings and conclusions. It also includes a list of references and a bibliography of the sources used in the study.

5. The fifth part of the document contains a detailed appendix of the data and calculations used in the study. It includes a table of the experimental results and a series of graphs and charts illustrating the trends and patterns observed.

6. The sixth part of the document provides a final summary and conclusion. It also includes a list of references and a bibliography of the sources used in the study.

siguiente, un polímero es un compuesto con un elevado peso molecular, cuya estructura se representa por la repetición de pequeñas unidades.

Los polímeros, una vez dispersos en el asfalto, llegan a formar verdaderas redes tridimensionales, creando un reticulado que le confiere propiedades relevantes de elasticidad al asfalto modificado.

Existen muchos tipos de polímeros, por lo que su dosificación y sistematización resultan muy complejas. Atendiendo a su estructura, se clasifican en:

- **Polímeros termoplásticos.** Son solubles que se reblandecen con el calor y, de acuerdo con su intensidad, pueden llegar a fluir. Una vez enfriados, es posible moldearlos en repetidas ocasiones sin que pierdan sus propiedades. Por lo general, son polímeros lineales o ligeramente ramificados. Los termoplásticos más comunes son el polietileno, el polipropileno, el policloruro de vinilo, el poliestireno, los copolímeros de etileno-acetato de vinilo (EVA) y las poliamidas, entre otros.
- **Polímeros termoendurecibles.** Se forman por la reacción química de dos componentes: la base y el endurecedor, y dan lugar a una estructura entrecruzada, por lo que no pueden recuperarse para volver a transformarse. Entre los más comunes se encuentran las resinas fenólicas, las resinas epoxi, las resinas de poliéster y las resinas de poliuretano.
- **Elastómeros o cauchos.** Son polímeros lineales amorfos, por lo general insaturados. Sometidos a un proceso de vulcanización, adquieren una estructura parcialmente reticulada, la cual les confiere las propiedades elásticas. Los cauchos de uso más común son el caucho natural, los cauchos de butadieno-estireno (SBR), los cauchos de policloropreno y los elastómeros termoplásticos de estireno-butadieno-estireno (SBS).

Los polímeros más utilizados para modificar los cementos asfálticos son el caucho natural (NR), los copolímeros de etileno-acetato de vinilo (EVA) y los elastómeros termoplásticos de estireno-butadieno-estireno (SBS).

Los materiales poliméricos, en función de su composición química, estructura (lineal, ramificada, entrecruzada), configuración espacial, estado de agregación, peso molecular, aditivos, etc., presentan un abanico de propiedades que hace prácticamente imposible su sistematización. Sin embargo, los polímeros tienen una serie de propiedades generales, que pueden considerarse comunes a todos ellos:

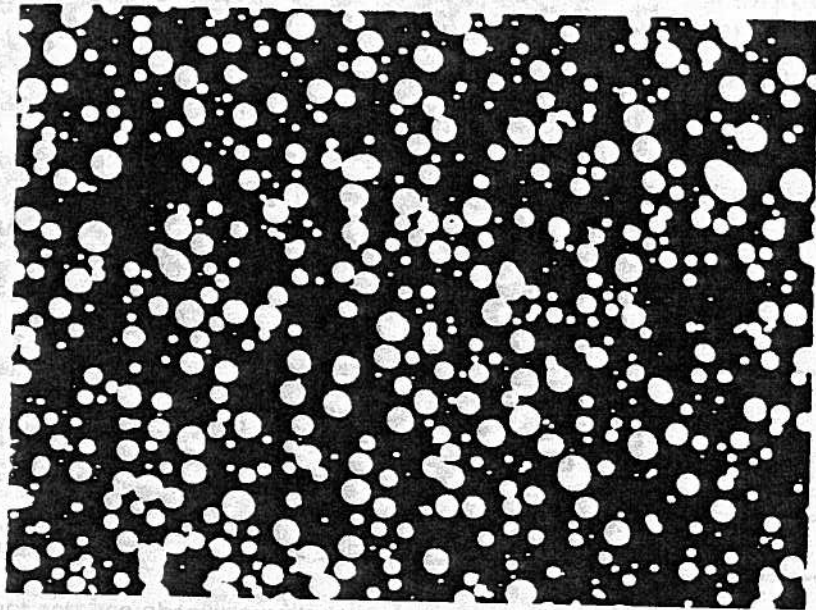
- **Bajo peso específico.**
- **Propiedades mecánicas.** El comportamiento mecánico de los polímeros a temperatura ambiente puede variar desde las características de un vidrio rígido y quebradizo, hasta la flexibilidad y elasticidad de una goma. Las características mecánicas de los polímeros se miden generalmente con ensayos de tracción, compresión, flexión, dureza, impacto, desgarro, etc. La mayor parte de los polímeros tiene un comportamiento reológico tipo viscoelástico, lo cual hace que sus propiedades mecánicas dependan en gran medida del tiempo de duración de la carga. Si se aplica un esfuerzo constante, habrá una deformación inicial instantánea y una deformación de fluencia (más lenta). Si se mantiene la deformación constante, el esfuerzo necesario para producir dicha deformación disminuirá paulatinamente (relajación de esfuerzos).
- **Influencia de la temperatura.** La variación de la temperatura genera cambios en las propiedades de los polímeros, lo que limita su uso a un cierto rango. La elevación de la temperatura produce un rápido descenso de la resistencia mecánica en los materiales termoplásticos, que comienza antes de su punto de ablandamiento, mientras que las temperaturas bajas los hacen más frágiles y quebradizos, con la consiguiente disminución de la resistencia a la tracción y al impacto. En los polímeros termoestables las propiedades mecánicas se mantienen en un mayor rango de temperatura, mientras que en los elastómeros, cuando baja la temperatura, se produce primero un aumento de la rigidez y finalmente, por debajo de la temperatura de transición vítrea, pierden su capacidad de deformación y se tornan frágiles. Se envejecen a temperaturas elevadas y en presencia de oxígeno, con la consiguiente pérdida de propiedades.
- **Durabilidad.** Se define como la capacidad que tiene todo material para mantener sus propiedades originales a lo largo del tiempo. Las alteraciones de las propiedades de los polímeros se producen por fatiga (aplicación repetida de esfuerzos) o por envejecimiento (acción del medio ambiente), aunque normalmente ambos factores actúan en conjunto. Los agentes que pueden dar lugar a cambios apreciables en las propiedades de los polímeros son los agentes atmosféricos (agua, ozono, oxígeno y humedad), la radiación solar y el calor, los microorganismos, los agentes químicos y la acción del tránsito. Los cambios generados por esos agentes dependerán del tipo de polímero, su composición y estructura química.

### ***Mecanismo de la modificación***

Un ligante modificado está constituido por dos fases distintas. Se consideran tres casos:

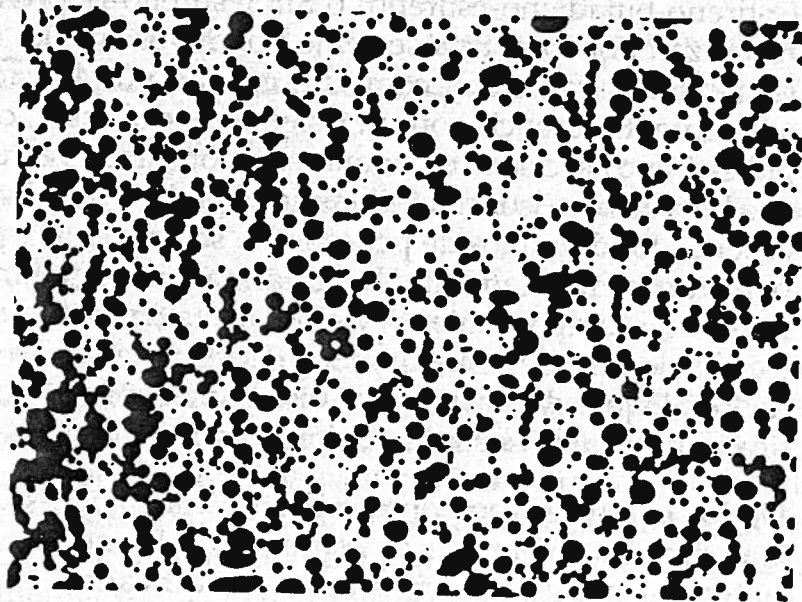
- **Bajo contenido de polímero (inferior al 4%).** En este caso, el bitumen constituye la fase continua en la que se dispersa la fase del polímero. A temperaturas de servicio elevadas (a eso de 60 °C), el módulo de la fase del polímero es sensiblemente superior al de la matriz que conforma la fase del bitumen, lo que le da a esta última la habilidad de reforzar mejorando la conducta mecánica. A temperaturas bajas el módulo de la fase dispersa es muy inferior al de la matriz, por lo cual disminuye notablemente la fragilidad. Por tanto, la fase del polímero dispersa mejora las propiedades a temperaturas de servicio elevadas o bajas. En este caso, la escogencia del asfalto es determinante.
- **Contenido de polímero elevado (superior al 7%).** Como regla general, si el bitumen y el asfalto se seleccionan de manera conveniente, el porcentaje de polímero es suficientemente elevado porque la fase del polímero constituye la matriz del sistema. En este caso no se tiene un bitumen, sino un polímero plastificado por los aceites del bitumen en los que se encuentran dispersos los fragmentos más pesados del ligante base. Las propiedades de este sistema son diferentes de las de un bitumen, y dependen de las de los polímeros.
- **Contenido de polímero del 5%, aproximadamente.** En este caso, se obtienen microestructuras en las que las dos fases son continuas. Estos sistemas son difíciles de controlar y tienen problemas de estabilidad (su micromorfología y sus propiedades dependen a menudo de sus condiciones térmicas recientes).

La técnica de microscopía óptica de fluorescencia por reflexión permite visualizar las microestructuras a un factor de escala grande que está generalmente alrededor de 250. En esas condiciones de observación la fase del polímero aparece en claro, mientras que la del bitumen se ve en negro. En las figuras 1.13, 1.14 y 1.15 se pueden observar tres tipos de microestructuras.



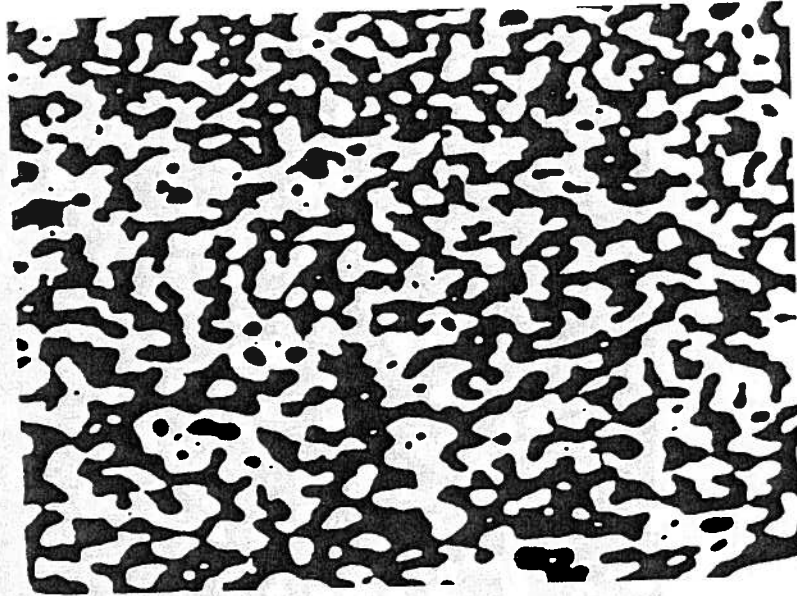
**Figura 1.13** Microestructura de un ligante modificado con matriz de bitumen.

Fuente: Christian Such, *Taller de transferencia de tecnología: asfaltos modificados*.



**Figura 1.14** Microestructura de un ligante modificado con matriz de polímero.

Fuente: Christian Such, *Taller de transferencia de tecnología: asfaltos modificados*.



**Figura 1.15** Microestructura de un ligante modificado con dos fases continuas.

Fuente: Christian Such, *Taller de transferencia de tecnología: asfaltos modificados*.

### **Modificación de asfaltos con elastómeros termoplásticos**

Los cauchos termoplásticos o copolímeros en block, de tipo SBS (estireno-butadieno-estireno) o SIS (estireno-isopreno-estireno) se caracterizan por comportarse como polímeros lineales durante su procesamiento en caliente y como un caucho vulcanizado a temperatura ambiente. En esencia son un sistema de dos fases, con los bloques de poliestireno asociados en dominios incorporados en una matriz de caucho butadieno o isopreno. Cuando el polímero se dispersa en el asfalto caliente, los dominios de poliestireno se ablandan y pueden disolverse parcial o completamente. De esta manera el polímero produce una mezcla de comportamiento viscoso a alta temperatura. Por enfriamiento, los bloques de poliestireno se asocian actuando como reticulantes de los bloques de elastómeros dispersos, confiriéndole al asfalto modificado propiedades elásticas, similares a las de un caucho vulcanizado.

De los cuatro grupos principales de elastómeros termoplásticos, los copolímeros de bloques de estireno son los que han mostrado mayor potencial para producir asfaltos modificados. Los copolímeros de estireno, llamados comúnmente cauchos termoplásticos, pueden producirse por una operación secuencial de sucesivas polimerizaciones de estireno-butadieno-estireno (SBS) o estireno-isopreno-estireno (SIS). Se pueden producir copolímeros lineales, pero también en forma de estrella, radiales y ramificados (figura 1.16).

Los cauchos termoplásticos derivan su resistencia y elasticidad de su configuración ligada cruzada de las moléculas en una red en tres di-

mensionen. Esto se alcanza por la aglomeración de los bloques finales de poliestireno en dominios separados, como se muestra en la figura 1.17, constituyendo la estructura ligada cruzada para una matriz tridimensional de polibutadieno o de polisopreno. Los bloques finales de poliestireno son los que le dan al polímero su resistencia y los bloques centrales los que le proporcionan al material su excepcional elasticidad.

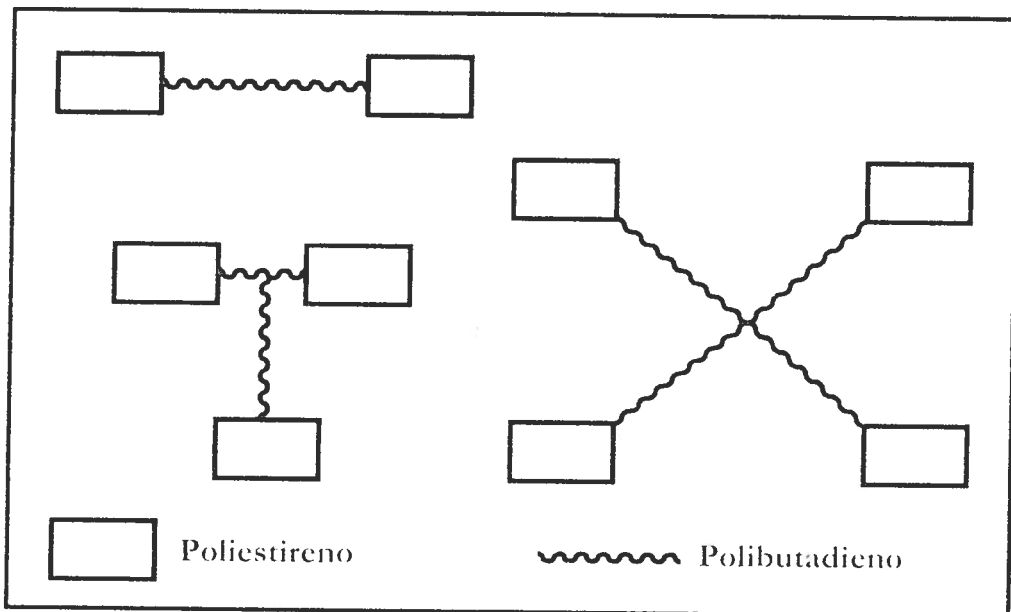


Figura 1.16 Cauchos termoplásticos.

Fuente: A.L. Bull; W.C. Vonk. *Thermoplastic elastomer and bitumen blends for roof and road*.

La adición de cauchos termoplásticos a un asfalto, con un peso molecular igual o mayor que el de los asfaltenos, altera la fase de equilibrio. El polímero y los asfaltenos compiten por el solvente de la fase de los maltenos, y si no hay suficientes maltenos, tarde o temprano, durante la mezcla o en servicio, habrá segregación de los asfaltenos o del polímero. Para remediar esa situación se debe adicionar aceite cuidadosamente, ya que la naturaleza de este líquido, que es bien absorbido por el polímero, incide en las propiedades finales de la mezcla. El uso de un aceite con un grado de aromaticidad muy alto llevará a que se disuelvan los bloques finales de poliestireno y a inhibir la formación de la estructura de dominio que se necesita para endurecer la mezcla cuando vuelva a estar en temperaturas de servicio.

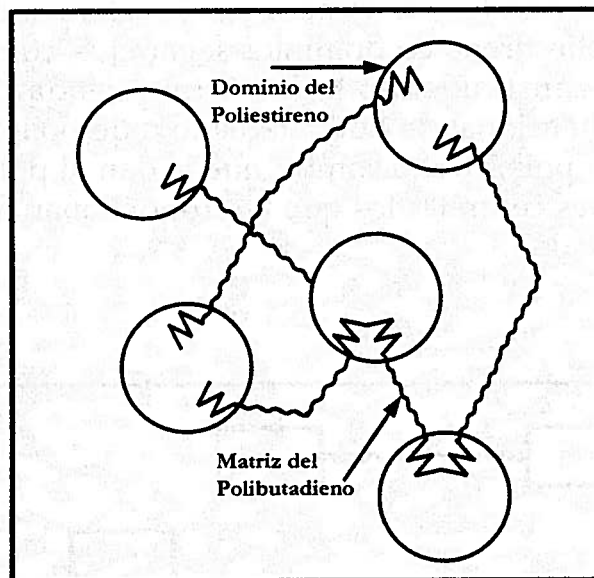


Figura 1.17 Estructura del caucho termoplástico.

Fuente: A.L. Bull; W.C. Vonk, *Thermoplastic elastomer and bitumen blends for roof and road*.

El polímero mejora mucho la elasticidad del asfalto y de esa característica se derivan otros beneficios de su uso. También hay un aumento en la viscosidad, lo que se traduce en la reducción de la penetración y en el incremento del punto de ablandamiento. La combinación de asfalto y de polímero se debe seleccionar teniendo en cuenta las características de desempeño del pavimento.

La incorporación de un polímero a un asfalto es un proceso complejo. En general puede decirse que, en una primera etapa, el polímero se dispersa en la masa del betún pero sin ejercer efectos significativos sobre sus propiedades. Posteriormente las partículas del polímero absorben aceites de los maltenos, hinchándose de una manera notable, para dispersarse luego en forma molecular; en esta etapa tienen lugar los cambios reológicos más significativos sobre el asfalto. La composición de los asfaltos tiene una importancia decisiva en las propiedades de los asfaltos modificados, sobre todo en lo que concierne a la aromaticidad de los maltenos y al contenido de asfaltenos. Cuanto menor sea el contenido de asfaltenos de un asfalto, tanto más compatible será dicho asfalto con el polímero.

La buena dispersión del elastómero termoplástico depende principalmente del índice de corte que aplique la mezcladora que se emplee en la elaboración del asfalto modificado. Cuando se añade el polímero, el asfalto penetra inmediatamente en las partículas del polímero, haciendo que los dominios de estireno se disuelvan y se hinchen. Una vez que eso ocurra, el nivel de corte aplicado en las partículas hincha-

das es crítico si se pretende alcanzar una dispersión satisfactoria dentro de un período de mezcla razonable. Por eso, para lograr que el polímero se disperse adecuadamente en el asfalto base, se requiere que se mezclen a niveles medios o altos de corte. La temperatura a la cual se mezclan el polímero y el asfalto base está limitada por la temperatura a la que se degrada el polímero. El proceso ideal para la mezcla será aquel que se realice a la menor temperatura posible en el menor tiempo posible.

### ***Caracterización de los cementos asfálticos modificados con polímero***

En razón de que los asfaltos modificados presentan propiedades reológicas diferentes de la del cemento asfáltico base, los ensayos utilizados para su caracterización difieren un poco de los usados tradicionalmente para evaluar las propiedades de los cementos asfálticos.

Entre las propiedades particulares que hay que evaluar en los asfaltos modificados, se destacan las siguientes:

- **Comportamiento reológico y susceptibilidad a la temperatura.** Las propiedades reológicas de los ligantes modificados con polímero se evalúan mediante los ensayos e índices convencionales utilizados para caracterizar los cementos asfálticos: penetración, punto de fragilidad Fraass, ductilidad a bajas temperaturas y viscosidad a diferentes temperaturas.
- **Evaluación de la compatibilidad.** La dispersión del polímero en el cemento asfáltico se realiza por medio de la técnica de microscopía óptica de fluorescencia por reflexión, donde la muestra se ilumina con luz ultravioleta y el polímero disperso en el cemento asfáltico emite luz visible de color amarillo y de mayor longitud de onda, mientras que el betún no emite fluorescencia, lo cual permite observar la micromorfología de la muestra. Dicha micromorfología dependerá de la compatibilidad de los dos componentes, del mecanismo y de las condiciones de fabricación.
- **Características elásticas.** Los ligantes modificados presentan una elasticidad mayor que la de los ligantes tradicionales. Entre los ensayos utilizados para evaluar las características elásticas, se encuentra el de la recuperación elástica por medio del ductilómetro. El ensayo consiste en someter la probeta empleada en el ensayo de ductilidad a un estiramiento de 20 cm, a una velocidad de 50 mm/min. Después del estiramiento, se para el ductilómetro y se mantiene la muestra en esa posición durante cinco minutos; luego se corta la muestra por la mitad con unas tijeras o cualquier otro medio y se deja recuperar durante una hora. Al cabo de ese tiempo se mide la longitud recuperada, reportándose como un porcentaje de la longitud inicial (figura 1.18).

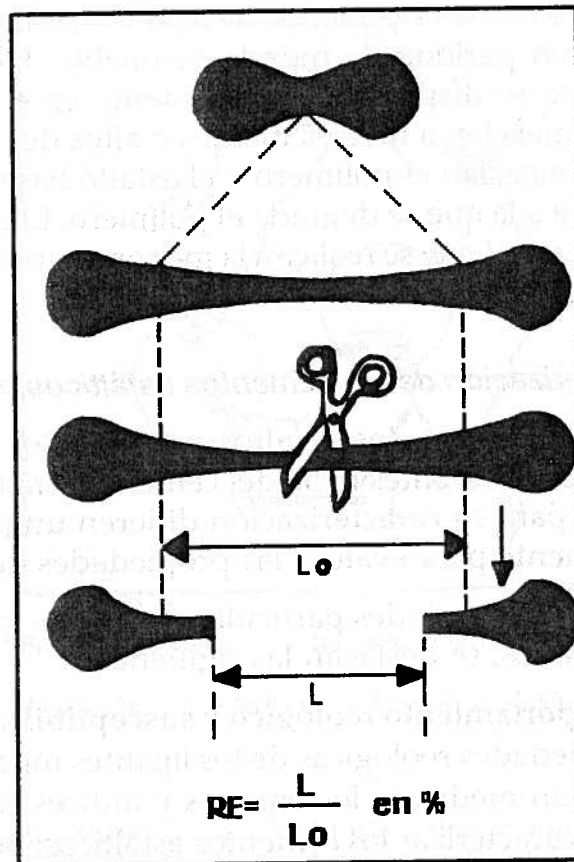


Figura 1.18 Recuperación elástica utilizando el ductilómetro.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

- **Envejecimiento.** Para simular el envejecimiento durante las operaciones de mezclado y colocación en obra, se utiliza el mismo procedimiento que para los cementos asfálticos sin modificar. El método empleado es el ensayo al horno en película fina rotatoria RTOFT (*Rolling Thin Film Oven Test*).

### **Especificaciones de los cementos asfálticos modificados con polímero**

Desde la última década, existe un interés creciente en la tecnología del asfalto por la utilización de los ligantes modificados con polímeros. Esto se debe a los siguientes factores:

- El incremento de la demanda de las mezclas asfálticas en caliente.
- El aumento en el volumen del tránsito, las altas cargas y las presiones de inflado han producido ahuellamientos prematuros en los pavimentos.
- La aplicación de las especificaciones emanadas del grupo de investigación SHRP exige que el ligante asfáltico usado en la elaboración

de las mezclas asfálticas en caliente tenga un buen comportamiento a bajas y altas temperaturas de servicio. Muchos de los cementos asfálticos no cumplen este requerimiento, por lo que se necesita su modificación.

- La puesta en marcha del sistema de concesión de carreteras en las que se necesita alargar la vida de la estructura del pavimento, disminuyendo los riesgos de la aparición de fallas prematuras.

La mayor parte de las especificaciones iniciales para estos nuevos materiales se adaptaron directamente a partir de las recomendadas por los mismos productores. Estas especificaciones contienen algún tipo de ensayo que permite identificar la presencia del polímero, pero no evalúan necesariamente el comportamiento que tendrá el nuevo ligante modificado.

En la tabla 1.31 se encuentran los requerimientos exigidos por la Asociación Americana de Carreteras Oficiales (AASHTO) a los cementos asfálticos modificados con estireno-butadieno-estireno o SBS para cuatro tipos de usos: el tipo A para mezclas calientes en condiciones de servicio a temperaturas bajas, los tipos B y C para mezclas abiertas o cerradas y el tipo D para aplicaciones en climas calientes, donde el concreto asfáltico vaya a utilizarse en áreas con alto volumen de tráfico.

### **Durabilidad de los asfaltos**

La durabilidad de un cemento asfáltico se define como su capacidad para mantener las propiedades ligantes y cohesivas en la mezcla, antes y después de envejecido. Sus cualidades deben mantenerse a lo largo de la vida útil del pavimento con el objeto de que cumpla la misión que tiene encomendada. A favor de esa inalterabilidad desempeña un papel importante la naturaleza del material, constituido por hidrocarburos de distintos grados de polaridad, y por el contrario, a favor de esta evolución cumplen un papel clave factores internos y externos. Entre los internos, el propio sistema coloidal muestra una cierta tendencia a evolucionar hacia la gelificación, con el consiguiente aumento de la dureza y fragilidad, mientras que las condiciones climáticas, la intensidad del tránsito, las características propias de la mezcla diseñada y el proceso constructivo son factores externos que disminuyen la durabilidad del ligante asfáltico e inciden en el comportamiento de la estructura del pavimento.

**Tabla 1.33**  
Especificaciones para asfaltos modificados con polímeros SBS

Ensayo		A	B	C	D
Penetración, 25 °C, 100g, 5s	Mín.	100	75	50	40
	Máx.	150	100	75	75
Penetración, 4 °C, 200g, 60s	Mín.	40	30	25	25
	Máx.	1.000	2.500	5.000	5.000
Viscosidad absoluta, 60 °C, P	Mín.	2.000	2.000	2.000	2.000
	Máx.	2.000	2.000	2.000	2.000
Viscosidad cinemática, 135 °C, cSt	Mín.	43	49	54	60
	Máx.	218	218	232	232
Punto de ablandamiento, anillo y bola (A&B), °C	Mín.	218	218	232	232
Punto de inflamación (COC), °C	Mín.	99,0	99,0	99,0	99,0
Solubilidad en TCE, %	Mín.	99,0	99,0	99,0	99,0
Separación, diferencia en A&B, °F	Máx.	4	4	4	4
RESIDUO DEL ENSAYO ROTATORIO DE PELÍCULA DELGADA EN HORNO (RTFOT)					
Recuperación elástica, 25 °C, %	Mín.	45	45	45	50
Penetración, 4 °C, 200 g, 60 s	Mín.	20	15	13	13

Fuente: AASHTO, AGC y ARTBA, *Guide Specifications Polymer Modified Asphalt*, Washington, D.C., AASHTO, 1992.

La durabilidad de una mezcla asfáltica hace referencia a la capacidad que tiene para resistir la acción del tránsito y clima sin fisurarse, deformarse o desintegrarse, durante la vida útil de la estructura del pavimento, y está atada a las propiedades físico-químicas del ligante, las que regulan a su vez un comportamiento reológico, además de las propiedades de la mezcla.

La característica del cemento asfáltico es un factor de primordial importancia en la durabilidad de las capas de rodadura asfálticas, si los diseños de la estructura del pavimento y de la mezcla han sido los correctos y se ha realizado un buen control de calidad sobre el proceso constructivo. Existen seis factores que contribuyen al envejecimiento de un cemento asfáltico durante el proceso de mezclado o servicio:

- **Oxidación.** Es la reacción del oxígeno del aire con los componentes químicos del cemento asfáltico. La velocidad y la magnitud de la oxidación dependen de las características del cemento asfáltico y de la mezcla asfáltica, así como de la temperatura del aire.
- **Volatilización.** Es la evaporación de los solventes más livianos. Inicialmente, es función de la temperatura. No es un factor que contribuya al envejecimiento a largo plazo del asfalto en condiciones de servicio.
- **Polimerización.** Es una combinación de moléculas afines para formar enlaces débiles carbono-carbono en grandes cadenas lineales, causando un endurecimiento progresivo del cemento asfáltico.

- **Tixotropía.** Es el endurecimiento progresivo por la formación de una estructura dentro del asfalto durante un período de tiempo, la cual puede destruirse por recalentamiento o durante el servicio de la mezcla asfáltica. La tixotropía, que está asociada a pavimentos que tienen poco o nulo tránsito, es función de la composición química del cemento asfáltico.
- **Sinéresis.** Es una reacción de oxidación mediante la cual los aceites menos viscosos fluyen hacia la superficie de la película del ligante, por lo que el cemento asfáltico se endurece rápidamente.
- **Separación.** Es la remoción de los aceites, resinas y asfaltenos que constituyen el cemento asfáltico, causada por una adsorción selectiva de agregados de alta porosidad.

El grado de envejecimiento con el tiempo puede cuantificarse en términos del porcentaje retenido de la penetración o mediante el índice de consistencia, dados por las siguientes expresiones:

$$\text{Porcentaje retenido de penetración} = \frac{\text{Penetración del asfalto envejecido}}{\text{Penetración del asfalto original}} \times 100$$

$$\text{Índice de envejecimiento} = \frac{\text{Viscosidad del asfalto envejecido}}{\text{Viscosidad del asfalto original}}$$

Ambos parámetros se han utilizado para evaluar el envejecimiento de diferentes grados de cementos asfálticos y diverso origen.

Mientras haya grandes cantidades de cemento asfáltico a una temperatura elevada en los tanques de almacenamiento, no se presentan cambios sensibles en sus propiedades. Sin embargo, cuando se mezcla el asfalto caliente con los agregados también calientes, extendiéndolos en películas delgadas sobre su superficie durante el proceso de mezclado, las condiciones son muy favorables a la pérdida de las fracciones más livianas, a la oxidación y a la adsorción-absorción de ciertos componentes por parte de los agregados. Durante el proceso de mezclado, se expone el asfalto al aire y a la acción de temperaturas altas durante un corto tiempo, presentándose cambios sustanciales en su comportamiento reológico: disminuye la penetración, en tanto que aumentan su viscosidad y su punto de ablandamiento por la oxidación causada por el aire y la pérdida de los solventes más volátiles. El control de las temperaturas del asfalto y de los áridos, así como la reducción al mínimo del tiempo de mezclado, disminuyen en gran parte el riesgo de un potencial endurecimiento perjudicial.

Así mismo, el proceso de envejecimiento del cemento asfáltico en el pavimento es un proceso de larga duración. De los factores que producen este envejecimiento, la principal causa de endurecimiento y fragilidad con el tiempo es la oxidación atmosférica de ciertas moléculas del asfalto, por la formación de grupos funcionales que contienen oxígeno, altamente polares y de fuerte interacción química. Como resultado de esto, los ligantes presentan un mayor o menor envejecimiento. Dichas alteraciones van a modificar sus propiedades de flujo y su consistencia; el cemento asfáltico va perdiendo su poder ligante, se torna frágil y quebradizo, y permite que el agua penetre a través de la película y desplace el asfalto, con el consiguiente deterioro de la mezcla.

En servicio, el envejecimiento del cemento asfáltico tiene que ver con el tiempo, la temperatura, el contenido de ligante asfáltico, la absorción del agregado, el espesor de película alrededor de las partículas y las características propias del ligante asfáltico.

### **Especificaciones de los cementos asfálticos**

La Administración Federal de Carreteras (FHWA, en ese entonces Bureau of Public Road) desde 1901 y la Sociedad Americana de Ensayos y Materiales (ASTM) desde 1903, han utilizado el ensayo de penetración para controlar la consistencia de los cementos asfálticos. En la década de los sesenta, la FHWA, la ASTM y la Asociación Americana de Carreteras Oficiales (AASHTO), la industria y un gran número de estados propusieron clasificar los cementos asfálticos basados en la viscosidad a 60 °C, buscando entre otros los siguientes objetivos: remplazar el ensayo empírico de penetración por uno más racional, como la viscosidad, y poder evaluar la consistencia del asfalto en condiciones críticas de servicio, como lo es la temperatura máxima en la superficie del pavimento. En esa misma década, cuando se llevó a cabo la clasificación de los cementos asfálticos por grados de viscosidad, el Departamento de Carreteras de California desarrolló nuevas especificaciones con base en la viscosidad del asfalto envejecido a través del ensayo RTFOT.

En la tabla 1.34 se encuentran las especificaciones ASTM D 946, basadas en cinco grados de penetración: 40-50, 60-70, 85-100, 120-150 y 200-300. Los cementos asfálticos de consistencia intermedia, grados 85-100 y 60-70, son los más comunes entre los ingenieros constructores colombianos.

Esta clasificación tiene tanto ventajas como desventajas. Entre las primeras se pueden citar:

- La clasificación en grados de penetración se fundamenta en el ensayo de penetración a una temperatura promedio de servicio del pavi-

mento. A esa temperatura se pueden obtener mejores correlaciones con otras propiedades del cemento asfáltico a bajas temperaturas.

- El tiempo de ensayo es relativamente corto.
- Se puede adaptar fácilmente a las condiciones de campo, como indicador de una posible contaminación durante el transporte.
- El costo del equipo utilizado para el ensayo es relativamente bajo.
- Los límites de precisión del ensayo están muy bien establecidos.
- Es un ensayo que permite obtener la susceptibilidad térmica del cemento asfáltico.

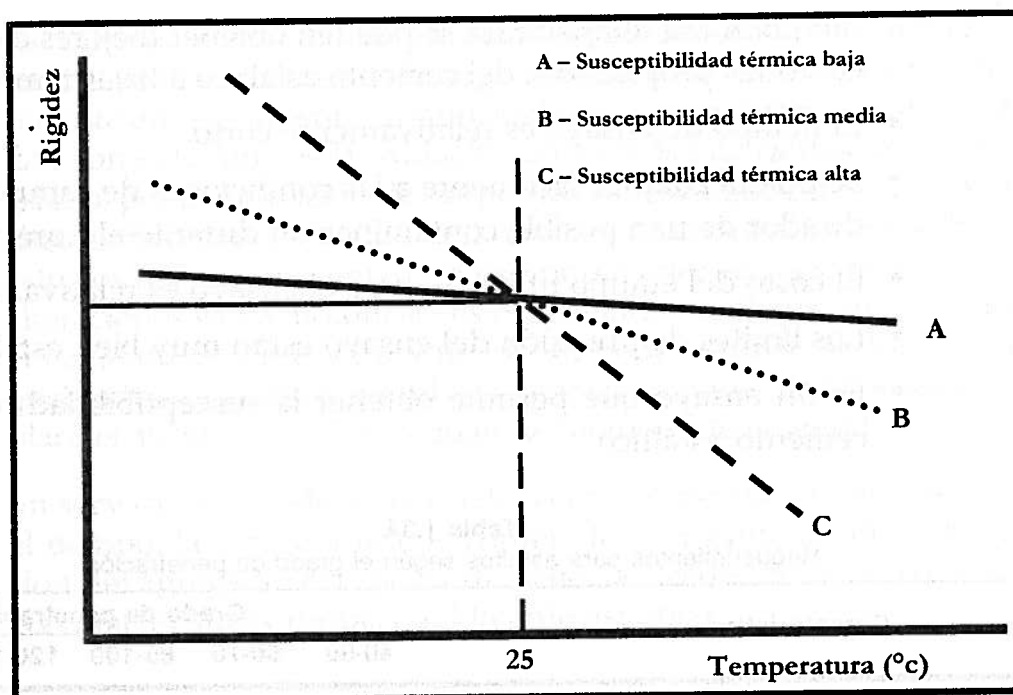
**Tabla 1.34**  
Requerimientos para asfaltos según el grado de penetración

Característica	Grado de penetración					
	40-50	60-70	85-100	120-150	200-300	
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s, 0,1 mm	Min.	40	60	85	120	200
	Máx.	50	70	100	150	300
Punto de llama, °F (copa Cleveland)	450	450	450	425	350	
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, cm	100	100	100	100	100	
Solubilidad en tricloroetileno, %	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	
Penetración retenida después del ensayo TOF, %	55	52	47	42	37	
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, cm	-	50	75	100	100	

Fuente: ASTM D 946. Especificaciones por penetración de asfaltos para usar en la construcción de pavimentos.

Por su parte, las principales desventajas son las siguientes:

- Es un ensayo que mide la consistencia del asfalto utilizando magnitudes no fundamentales.
- El esfuerzo cortante aplicado durante el ensayo es alto.
- El esfuerzo cortante varía durante el ensayo, dependiendo del tipo de flujo de cada cemento asfáltico.
- La similitud en la penetración a 25 °C puede llevar a emitir afirmaciones erróneas sobre el comportamiento tanto a bajas como a altas temperaturas de servicio (figura 1.19).
- El valor de la viscosidad no se puede establecer para conocer las temperaturas óptimas durante los procesos de mezclado y compactación.



**Figura 1.19** Susceptibilidad térmica de los cementos asfálticos con igual grado de penetración.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

El sistema de clasificación según el grado de viscosidad del cemento asfáltico original es el más utilizado en Estados Unidos en lo que respecta a estos ligantes bituminosos.

En las tablas 1.35 a 1.37 se muestran los requerimientos exigidos a los cementos asfálticos para clasificarlos en alguno de los grados de viscosidad a 60 °C. En la tabla 1.37 se registra el sistema de clasificación basado en la viscosidad del asfalto envejecido a través del ensayo RTFO.

La unidad usada para medir la viscosidad es el poise. Un cemento asfáltico de grado AC-2,5 representa un ligante con una viscosidad de 250 poises a 60 °C y es más blando que uno de grado AC-40, el cual es un cemento asfáltico con una viscosidad de 4.000 poises a la misma temperatura.

**Tabla 1.35**  
Requerimientos para cementos asfálticos según el grado de viscosidad a 60 °C

Ensayo	Grado de viscosidad				
	AC-2,5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosidad a 60 °C, poises	250±50	500±100	1.000±200	2.000±400	4.000±800
Viscosidad a 135 °C, centistokes, mín.	80	110	150	210	300
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s, 0,1 mm mín.	200	120	70	40	20
Punto de inflamación, °C (copa abierta de Cleveland), mín.	163	177	219	232	232
Solubilidad en tricloroetileno, %, mín.	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0
Ensayos al residuo de película fina: Viscosidad a 60 °C, poises, máx.	1.250	2.500	5.000	10.000	20.000
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, cm, mín.	100*	100*	50	20	10

\* Si la ductilidad es menor de 100, el material se aceptará si la ductilidad a 15,5 °C es mínimo 100 a la velocidad de 5 cm/min.

Nota: Graduación basada en el asfalto original

Fuente: ASTM D 3381. Especificaciones para asfaltos graduados por viscosidad para el uso en la construcción de pavimentos.

**Tabla 1.36**  
Requerimientos para cementos asfálticos según el grado de viscosidad a 60 °C

Ensayo	Grado de viscosidad					
	AC-2,5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-30	AC-40
Viscosidad a 60 °C, poises	250±50	500±100	1.000±200	2.000±400	3.000±600	4.000±800
Viscosidad a 135 °C, centistokes, mín.	125	175	250	300	350	400
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s, 0,1 mm mín.	220	140	80	60	50	40
Punto de inflamación, °C (copa abierta de Cleveland), mín.	163	177	219	232	232	232
Solubilidad en tricloroetileno, %, mín.	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0
Ensayos al residuo de película fina: Viscosidad a 60 °C, poises, máx.	1.250	2.500	5.000	10.000	15.000	20.000
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, cm, mín.	100*	100*	75	50	40	25

\* Si la ductilidad es menor de 100, el material se aceptará si la ductilidad a 15,5 °C es mínimo 100 a la velocidad de 5 cm/min.

Nota: Graduación basada en el asfalto original

Fuente: ASTM D 3381. Especificaciones para asfaltos graduados por viscosidad para el uso en la construcción de pavimentos.

**Tabla 1.37**  
Requerimientos para cementos asfálticos según el grado de viscosidad a 60 °C

Ensayo	Grado de viscosidad				
	AR-1.000	AR-2.000	AR-4.000	AR-8.000	AR-16.000
Viscosidad a 60 °C, poises	1.000±250	2.000±500	4.000±1.000	8.000±2.000	16.000±4.000
Viscosidad a 135 °C, centistokes, mín.	140	200	275	400	550
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s, 0,1 mm mín.	63	40	25	20	20
Porcentaje de penetración respecto al original a 25 °C, mín.	-	40	45	50	52
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/mín, cm, mín.	100**	100**	75	75	75
Ensayos asfalto original:					
Punto de inflamación °C (copa abierta de Cleveland), mín.	205	219	227	232	238
Solubilidad en tricloroetileno, %, mín.	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0

Nota: Graduación basada en el residuo de película fina rotativa (RTFO)\*

\* Se puede usar el ensayo de película delgada, pero el ensayo de película fina rotativa debe ser el de referencia.

\*\* Si la ductilidad es menor de 100, el material se aceptará si la ductilidad a 15,5 °C es mínimo 100 a la velocidad de 5 cm/min.

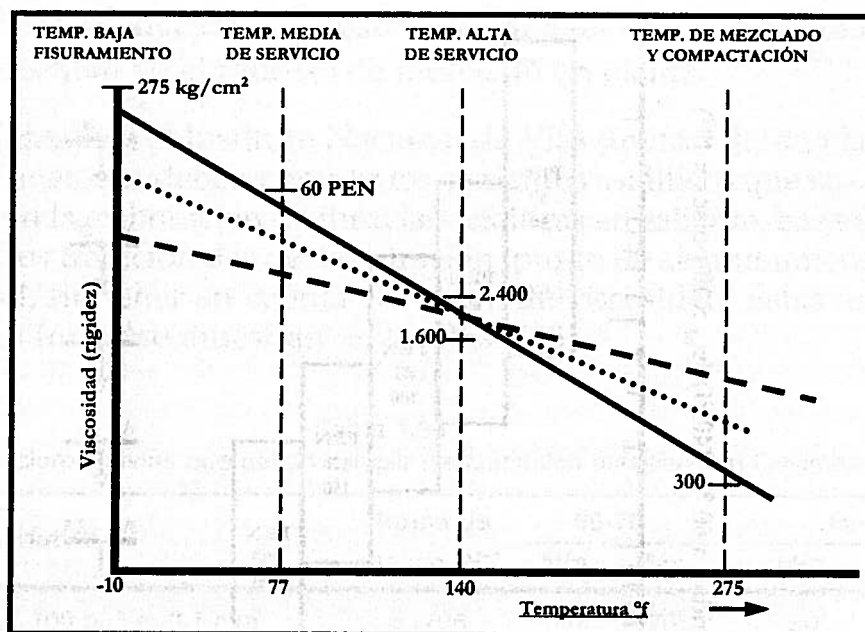
Fuente: ASTM D 3381. Especificaciones para asfaltos graduados por viscosidad para el uso en la construcción de pavimentos.

Otros requerimientos de la especificación son la penetración, la viscosidad a 135 °C, la ductilidad del residuo del ensayo al horno en película fina (TOF) y el punto de llama. La penetración sirve para regular la consistencia del cemento asfáltico a temperaturas promedio de servicio, mientras que la viscosidad a 135 °C controla la consistencia a una temperatura cercana a la de mezclado y compactación. Todos estos requerimientos controlan la susceptibilidad térmica del cemento asfáltico (figura 1.20).

La diferencia primordial entre las especificaciones dadas en las tablas 1.35 y 1.36 consiste en que los cementos asfálticos determinados en la tabla 1.36 tienen menor susceptibilidad térmica. Los valores mínimos de penetración a 25 °C y viscosidad a 135 °C, precisados para los grados de viscosidad de la tabla 1.36, son más altos que las especificaciones dadas en la tabla 1.35.

El sistema de clasificación en el que se usan los grados de viscosidad presenta las siguientes ventajas:

- La viscosidad es una propiedad fundamental, independiente del tamaño de la muestra y del sistema de ensayo.
- Se puede aplicar a un amplio rango de temperaturas del pavimento (25 °C a 60 °C).
- Se basa en la viscosidad del cemento asfáltico a la temperatura más alta que se puede presentar en la superficie del pavimento.



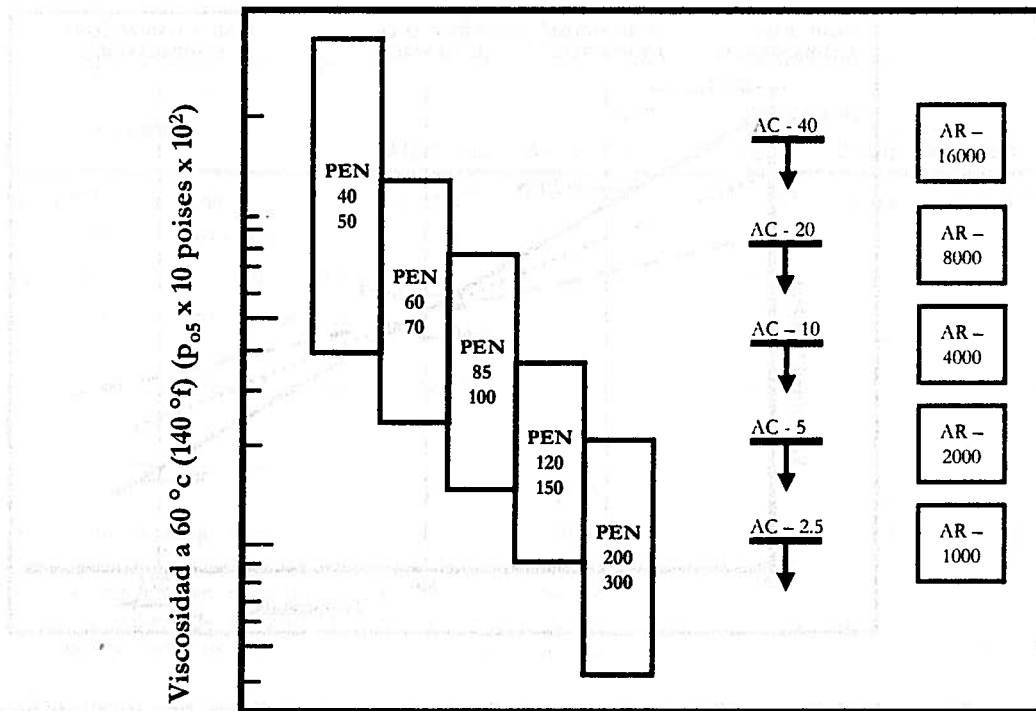
**Figura 1.20** Susceptibilidad térmica de los cementos asfálticos, según el grado de viscosidad.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

- Hay una mínima superposición con otros sistemas de medida (figura 1.21).
- Se puede utilizar una amplia gama de equipos para su determinación.
- La susceptibilidad térmica de los cementos asfálticos se puede estudiar fácilmente.
- Los límites de precisión del ensayo están bien establecidos.

Entre las desventajas de este sistema de clasificación, se tienen:

- El sistema de ensayo es ligeramente más costoso que el penetrómetro.
- Es difícil predecir el comportamiento a las temperaturas de servicio baja y media (figura 1.20).
- No es adecuado para controlar el fisuramiento a temperaturas de servicio bajas.
- El tiempo de ensayo es relativamente largo.
- La viscosidad del residuo del ensayo TOF puede variar considerablemente para cementos asfálticos del mismo grado. Por ejemplo, dos asfaltos de grado AC-20, de origen diferente, pueden tener viscosidades de 3.000 y 10.000 poises después de envejecimiento en un ensayo TOF, y comportarse diferente durante la construcción y después de ésta.



**Figura 1.21.** Comparación de la clasificación por grado de penetración y por grado de viscosidad.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

La tabla 1.37 se basa en la viscosidad del cemento asfáltico envejecido (AR) mediante el ensayo RTFOT. Un cemento asfáltico de grado AR-2000 representa a un ligante asfáltico en donde la viscosidad del residuo es de 2.000 poises a 60 °C. Este sistema de clasificación tiene las siguientes ventajas:

- Evalúa las propiedades del asfalto una vez terminado el proceso de mezclado en planta.
- Se puede esperar que los cementos asfálticos con el mismo grado pero diferente procedencia, tengan igual comportamiento en servicio.

Sin embargo, el sistema de clasificación AR presenta los siguientes inconvenientes:

- Es un sistema utilizado regionalmente en el oeste de Estados Unidos.
- Requiere el empleo de más equipos de ensayo (RTFOT).
- El tiempo de ensayo es relativamente largo, pues se necesita obtener primero la muestra de asfalto envejecida.
- Es difícil descubrir posibles contaminaciones, ya que no se conoce la consistencia del asfalto original.

- El asfalto envejecido puede no llegar a tener las condiciones que se presentan en el proceso de mezclado en planta.

En Colombia, el Instituto Nacional de Vías (Invías) definió las especificaciones que deben cumplir los cementos asfálticos que se van a utilizar en la elaboración de mezclas asfálticas en caliente, basados en los ensayos tradicionales de penetración, punto de ablandamiento y ductilidad, sin tener en cuenta el ensayo de viscosidad. Estas especificaciones Invías se muestran en la tabla 1.38.

**Tabla 1.38**  
Especificaciones Invías que deben cumplir los cementos asfálticos en Colombia

Característica	Norma de ensayo INV	60-70		80-100	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Penetración, 25 °C, 100 g, 5 s, 0,1 mm	E -706	60	70	80	100
Índice de penetración	E - 724	-1	+1	-1	+1
Pérdida por calentamiento en película delgada, 163 °C, 5 h, %	E - 721	-	1,0	-	1,0
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, cm	E - 702	100	-	100	-
Penetración del residuo luego de la pérdida por calentamiento, en % de la penetración original, %		52	-	48	-
Solubilidad en tricloroetileno, %	E - 713	99	-	99	-
Contenido de agua, %	E - 704	-	0,2	-	0,2

Fuente: Invías, artículo 400.

### Propiedades reológicas y comportamiento en servicio

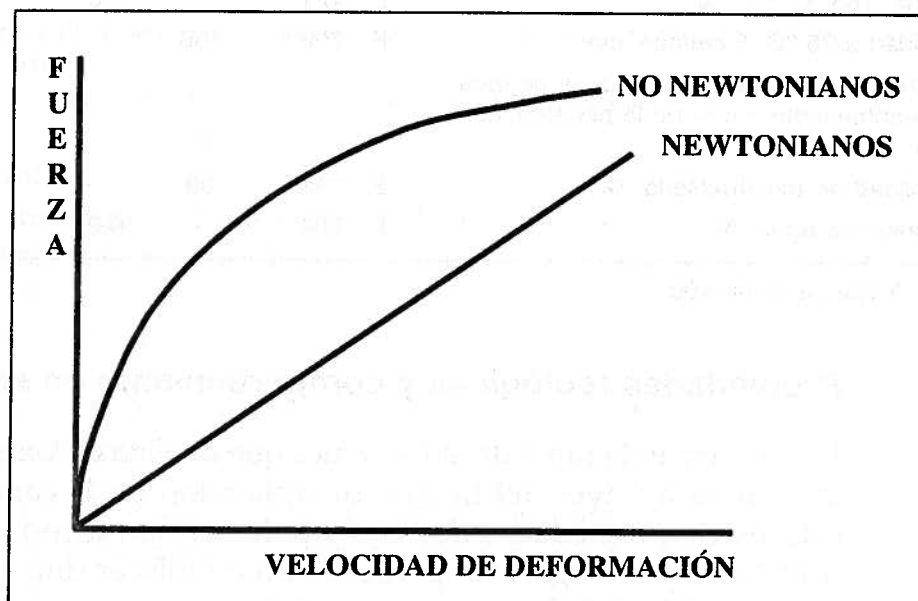
La reología es la rama de la mecánica que analiza el comportamiento de la materia a través del tiempo de aplicación de la carga, mediante el estudio de propiedades de flujo y deformación como la viscosidad, la ductilidad y la fragilidad, permitiendo establecer una relación entre el estado coloidal de los cementos asfálticos y su composición química.

Cualquier material sometido a un esfuerzo cortante suficientemente grande es capaz de deformarse o fluir. Mientras la mecánica racional considera los cuerpos como elementos indeformables y la mecánica elástica los asimila a sólidos perfectamente elásticos, consecuente con la ley de Hooke, la reología trata el caso más general en el que las deformaciones producidas, por un agente exterior o por un proceso intrínseco aparecen ligadas íntimamente al factor tiempo.

La estructura coloidal de los ligantes asfálticos hace bastante complicado el estudio de sus propiedades reológicas, que se dificulta aún más por su acentuado carácter termoplástico. Este carácter, es decir,

su propiedad de ablandarse y hacerse deformable por efecto del calor, y de recuperar sus propiedades primitivas al enfriarse, ha hecho posible el empleo del cemento asfáltico como ligante desde la más remota antigüedad, pero es también lo que más complica el estudio de sus propiedades reológicas, pues todas deben estudiarse en función de la temperatura, representadas por curvas más o menos complicadas.

A los fluidos en los que existe una proporcionalidad entre la tensión cortante y la velocidad de deformación se les denomina newtonianos o de fluir simple (figura 1.22). El flujo de este tipo se conoce como flujo viscoso o flujo lineal y la gráfica obtenida se denomina curva de flujo o curva de consistencia. En los materiales newtonianos, la viscosidad ( $\eta$ ) caracteriza completamente el fluir, ya que ésta es independiente de la fuerza aplicada y de la velocidad de deformación. Una propiedad particular de los cementos asfálticos de flujo newtoniano es que cuando la tensión cortante se multiplica por un factor A, la velocidad de deformación cortante se multiplica exactamente por el mismo factor.



**Figura 1.22** Curva de flujo de un cemento asfáltico.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

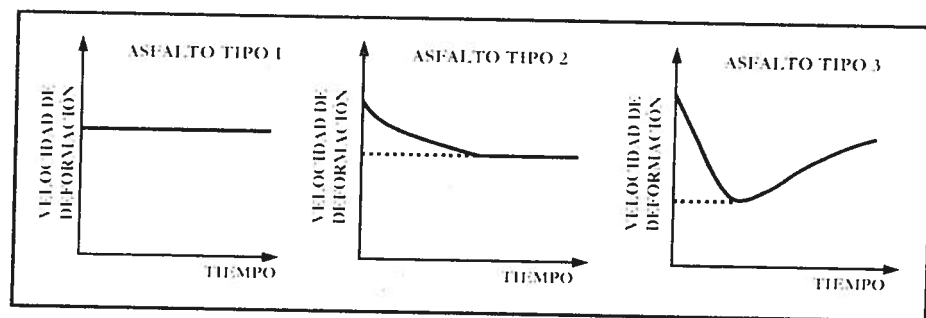
No obstante, existen muchos materiales de interés técnico, llamados en general no newtonianos, que por no ser verdaderos fluidos muestran viscosidades anómalas. Las leyes de deformación de dichos materiales son intermedias entre las aplicables a los líquidos newtonianos y los sólidos.

Las curvas de consistencia de los mismos presentan formas mucho más complejas, apartándose de las rectas que caracterizan a los líquidos normales; esto significa que el valor de la viscosidad no es una

constante, sino que varía con la intensidad de la fuerza aplicada o con la velocidad de deformación.

### **Curvas de flujo de los cementos asfálticos**

En el diagrama velocidad de flujo-fuerza de corte sólo se indica si el material es newtoniano o no. Es necesario, por tanto, realizar otras determinaciones que complementen la información anterior para poder conocer exactamente el tipo de flujo no newtoniano. Una de ellas es dibujar las curvas de desplazamiento vs. tiempo y velocidad vs. tiempo, manteniendo constante la fuerza aplicada. En la figura 1.23 se muestran las curvas velocidad vs. tiempo para diferentes tipos de cemento asfáltico.



**Figura 1.23** Variación de la velocidad de deformación para diferentes tipos de cemento asfáltico.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

- **Cemento asfáltico tipo 1.** La velocidad de deformación es constante y proporcional a la fuerza (o tensión cortante) aplicada. Son los denominados cementos asfálticos newtonianos.
- **Cemento asfáltico tipo 2.** La velocidad de deformación disminuye en principio después de la aplicación de la carga, hasta hacerse sensiblemente constante en un valor proporcional a la carga aplicada. Son característicos de los cementos asfálticos viscoelásticos.
- **Cemento asfáltico tipo 3.** La velocidad de deformación disminuye inicialmente, pasando por un mínimo, y dependiendo de la fuerza aplicada puede llegar a crecer de modo indefinido o a detenerse en una situación de equilibrio. Son característicos de los cementos asfálticos tixotrópicos.

### **Influencia de la composición química del cemento asfáltico en su comportamiento reológico**

La clasificación de un cemento asfáltico en alguno de los tipos citados dependerá fundamentalmente de la composición química. Al tipo 1 corresponderán aquellos cementos asfálticos con un bajo con-

tenido de asfaltenos y los que proceden de una destilación en donde se ha presentado *cracking* o los muy aromáticos. Los primeros presentarán micelas muy dispersas que no afectarán el comportamiento del fluido intermicelar, lo cual hace que su comportamiento sea el de un fluido viscoso. En los segundos, la concentración de micelas puede ser grande, pero éstas se encuentran saturadas con asfaltenos de relación C:H (número de átomos de carbono / número de átomos de hidrógeno) muy alta (alto grado de aromaticidad), son muy rígidas y su deformación bajo tensiones que hacen fluir la fase intermicelar es despreciable, por lo que la deformación elástica no se aprecia en el conjunto.

Al segundo tipo de cemento asfáltico pertenecen aquellos que tienen un contenido de asfaltenos más alto que los del primer grupo. La concentración de micelas es elevada y deformable elásticamente bajo esfuerzos de tensión moderados. Las micelas se encuentran bien peptizadas, de modo que no existe ninguna unión estructural entre ellas.

Los cementos asfálticos de tipo 3 presentan mayor contenido de asfaltenos y la concentración de micelas es muy elevada. Existen uniones entre ellas que las convierten en una verdadera estructura elástica en el seno del líquido intermicelar, que pueden consistir en verdaderos enlaces químicos entre algunas moléculas de micelas contiguas o un simple entrecruzamiento de ramificaciones de estas moléculas.

### ***Influencia de la temperatura en la viscosidad***

El estudio cuantitativo de la influencia de la temperatura en la viscosidad del cemento asfáltico reviste un alto interés práctico. En casi todas las aplicaciones del cemento asfáltico hay que modificar su viscosidad por calentamiento en algún momento, por lo cual conviene disponer de las curvas viscosidad o temperatura de los ligantes, obtenidas empíricamente, para determinar la viscosidad del producto a una serie de temperaturas (figura 1.24).

El cemento asfáltico se compone de micelas en cuyo núcleo la concentración de asfaltenos es muy elevada, y se pasa a las resinas y a los aceites o líquido intermicelar por un proceso gradual de dilución. Al elevarse la temperatura, las fuerzas de adsorción que unen las moléculas disminuyen, lo que se traduce en un aumento de la actividad de los disolventes que hace que, en un cemento asfáltico caliente, el líquido intermicelar ocupe un volumen mucho mayor que en el mismo cemento asfáltico frío, mientras que la viscosidad del líquido intermicelar también se reduce. En conjunto, se tienen micelas de menor volumen dispersas en un líquido intermicelar de viscosidad menor. Además, los enlaces entre micelas que pudieron existir inicialmente habrán desaparecido o se habrán debilitado, de manera que la viscosidad del cemento asfáltico disminuye con el calentamiento.

Si el aumento de la temperatura es de gran magnitud, se produce un cambio de tipo reológico; es decir, un cemento asfáltico que a una temperatura dada pertenece al tipo 2, puede comportarse a una temperatura más elevada como un cemento asfáltico tipo 1 a la temperatura inicial. De acuerdo con lo anterior, el conocimiento de la susceptibilidad térmica de un cemento asfáltico es vital para determinar las temperaturas óptimas de manejo.

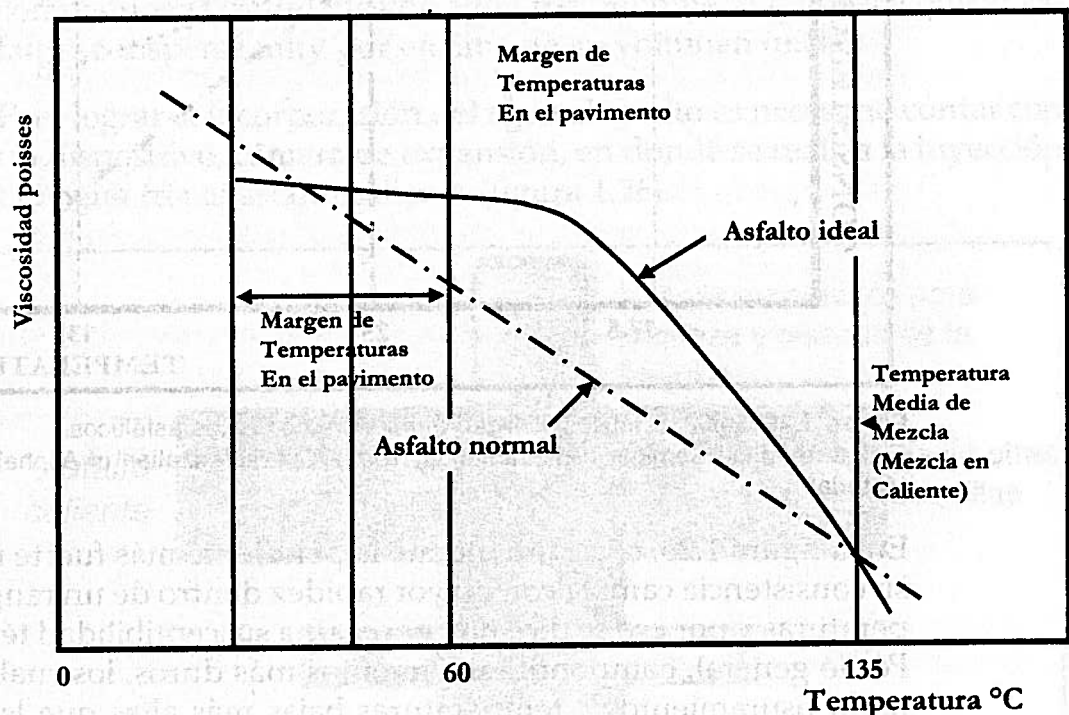
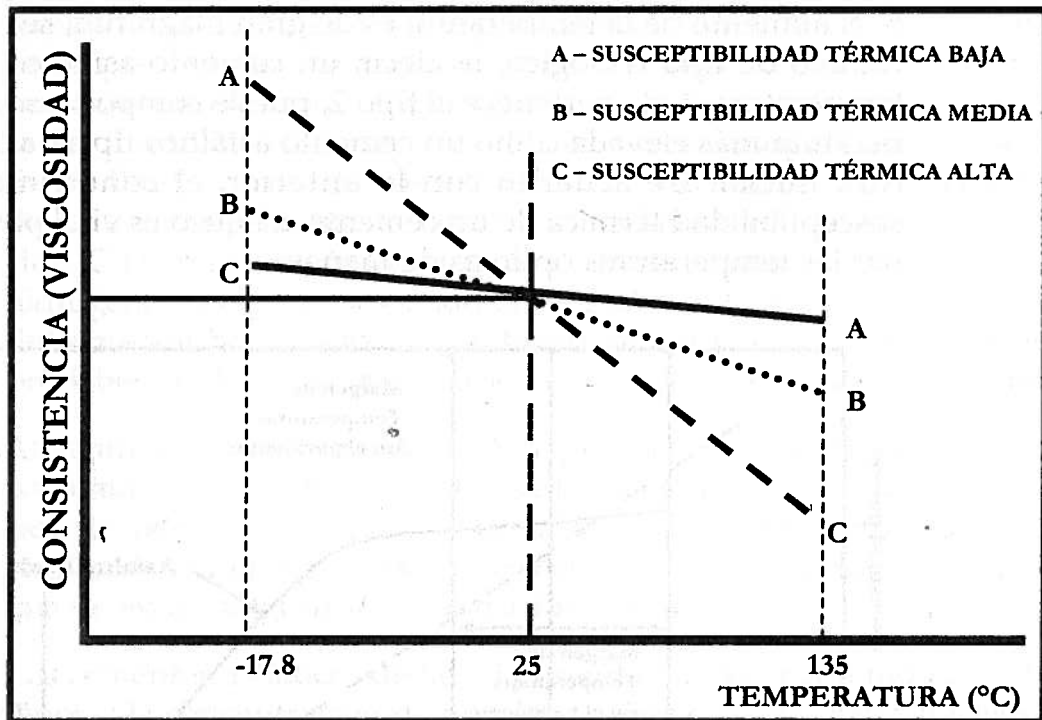


Figura 1.24 Relación viscosidad-temperatura de un cemento asfáltico.

Fuente: Hugo León Arenas, *Tecnología del cemento asfáltico*.

### **Susceptibilidad térmica del cemento asfáltico**

El cemento asfáltico es un material termoplástico, cuya consistencia cambia con la temperatura, la magnitud y la duración de la carga. Su susceptibilidad térmica se define como el cambio de la consistencia, medida generalmente por la viscosidad, con un cambio de la temperatura. Es una propiedad inherente a todo cemento asfáltico, que se debe manejar y aprovechar al máximo. Se requieren dos medidas de la viscosidad como mínimo, para poder establecer la susceptibilidad térmica de un asfalto. Los cementos asfálticos con un alto grado de susceptibilidad térmica no son deseables, ya que su viscosidad a 135 °C —muy baja— puede ocasionar inconvenientes durante el proceso de mezclado y compactación. Por otro lado, a bajas temperaturas de servicio su viscosidad puede resultar muy alta y ser causante de problemas de fisuramiento por contracciones térmicas (figura 1.25).



**Figura 1.25** Curva de susceptibilidad térmica de cementos asfálticos.

Fuente: Asphalt Seminar (Bucaramanga, 1992). Characterization of Asphalt in Paving Materials.

En la figura 1.25, el asfalto C tiene la pendiente más fuerte de los tres, su consistencia cambia con mayor rapidez dentro de un rango de temperaturas y por eso se dice que posee una susceptibilidad térmica alta. Por lo general, compondrá pavimentos más duros, los cuales presentarán fisuramientos a temperaturas bajas más altas que las de pavimentos que contienen los otros dos asfaltos.

Si un cemento asfáltico registra una viscosidad muy baja a las altas temperaturas de servicio, se pueden generar ahuellamientos. Si por el contrario, el cemento asfáltico presenta altas viscosidades a bajas temperaturas de servicio, habrá fisuramientos. Lo anterior va unido a los cambios en el sistema coloidal que pudieron presentarse durante la elaboración de la mezcla en planta.

La susceptibilidad térmica de un cemento asfáltico se utiliza principalmente en los siguientes casos:

- Determinación de las temperaturas de mezclado y compactación.
- Calibración de las temperaturas de manejo en planta y en servicio.

### Asfalto espumado

Siempre que se requiere trabajar mezclas de asfalto con agregados, es necesario disminuir la viscosidad del asfalto para poder realizar la mezcla; para esto se han utilizado durante mucho tiempo procedimientos

tales como calentamiento –tanto de agregados como de asfalto–, mezcla del asfalto con solventes y emulsificación del asfalto. Otra manera de disminuir la viscosidad es utilizando el asfalto en forma de espuma.

El asfalto espumado se produce cuando se agrega agua fría en pequeña proporción al asfalto caliente. Esta espuma posee como principales características su baja viscosidad y un gran aumento del volumen. El asfalto caliente explota en millones de gotas cuando entra en contacto con pequeñas cantidades de agua fría, fenómeno que hace que el asfalto se disperse muy por encima de su volumen inicial.

Para lograr la incorporación del agua al asfalto es necesario contar con un dispositivo, cámara de expansión, en donde se realiza la inyección del agua fría al asfalto caliente (figura 1.26).

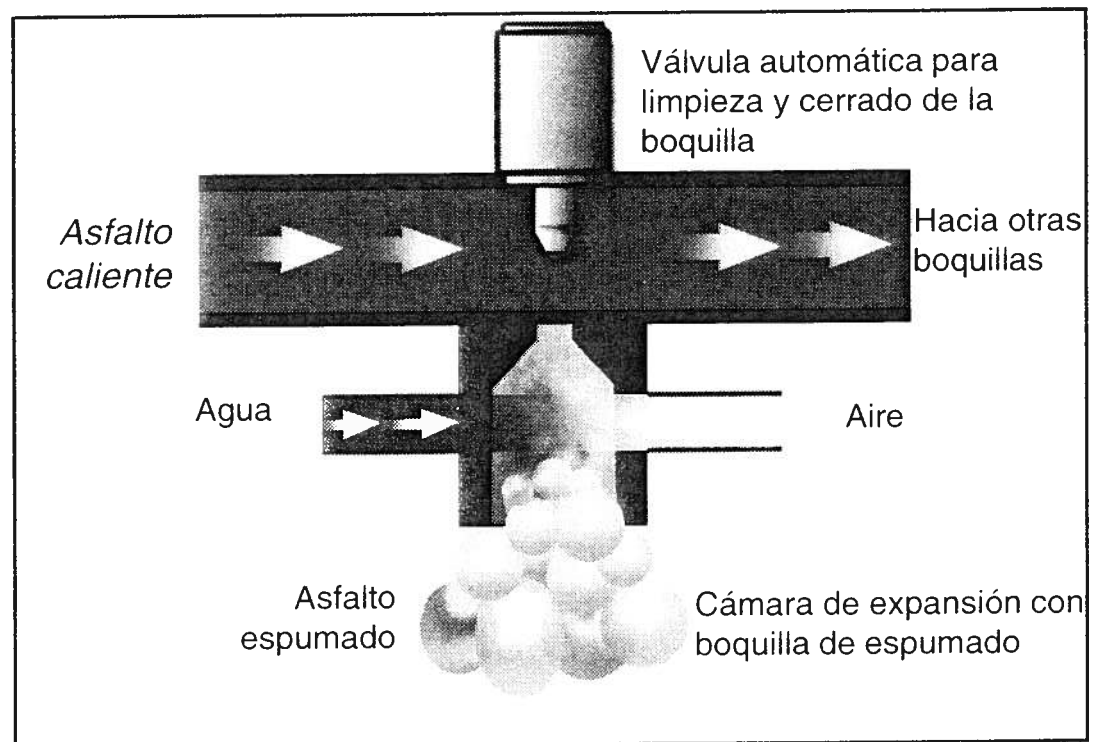


Figura 1.26 Cámara de expansión.

En el proceso de expansión la viscosidad del asfalto se reduce enormemente, por lo cual permite su distribución sobre el agregado.

Se han desarrollado dos parámetros que ayudan a la caracterización de la espuma de asfalto:

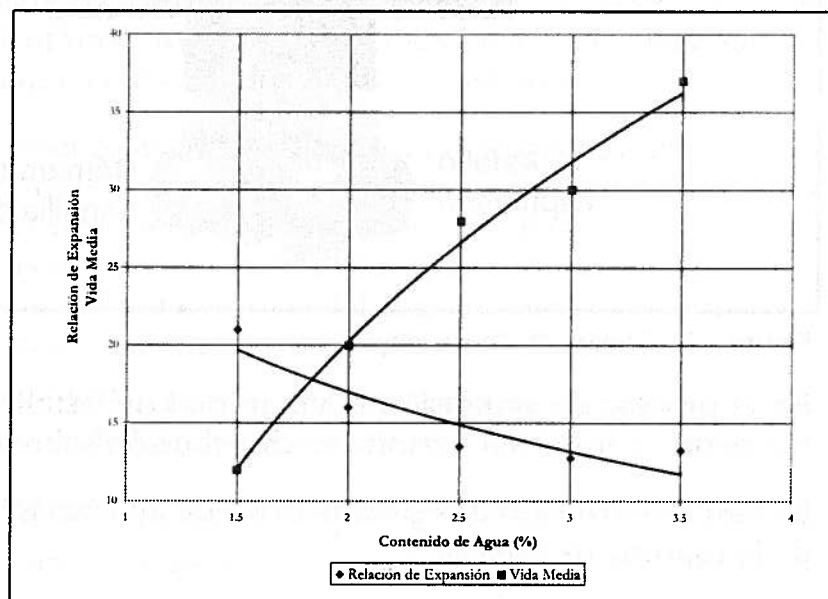
- **Relación de expansión.** Se define como la relación entre el volumen máximo del asfalto en su estado espumado y el volumen del asfalto una vez que la espuma ha colapsado completamente.
- **Vida promedio.** Es el tiempo requerido (medido en segundos) para que la espuma baje hasta la mitad de su volumen máximo alcanzado.

El contenido de agua para la formación de una espuma asfáltica se expresa como la relación en porcentaje entre la masa de agua y la masa de cemento asfáltico. Las características de espumado del cemento asfáltico - relación de expansión y vida promedio dependen en gran medida del contenido de agua que se le inyecte.

Tanto la relación de expansión como la vida promedio se encuentran influidas por el tipo y grado del cemento asfáltico, así como por la temperatura y la cantidad de agua inyectada al asfalto caliente durante el proceso de espumado. A mayor relación de expansión, se espera una menor viscosidad del cemento asfáltico y, por tanto, una mejor dispersión en el material pétreo con el que se mezcla. Una vida promedio prolongada implica que existe mayor tiempo disponible para la realización de la mezcla: cemento asfáltico espumado - material pétreo, mientras el cemento asfáltico permanece todavía en forma de espuma.

Estas dos características guardan una relación inversa (figura 1.27). La relación de expansión aumenta a medida que lo hace la cantidad de agua añadida al asfalto, mientras que dicho incremento en la cantidad de agua provoca que la vida promedio disminuya.

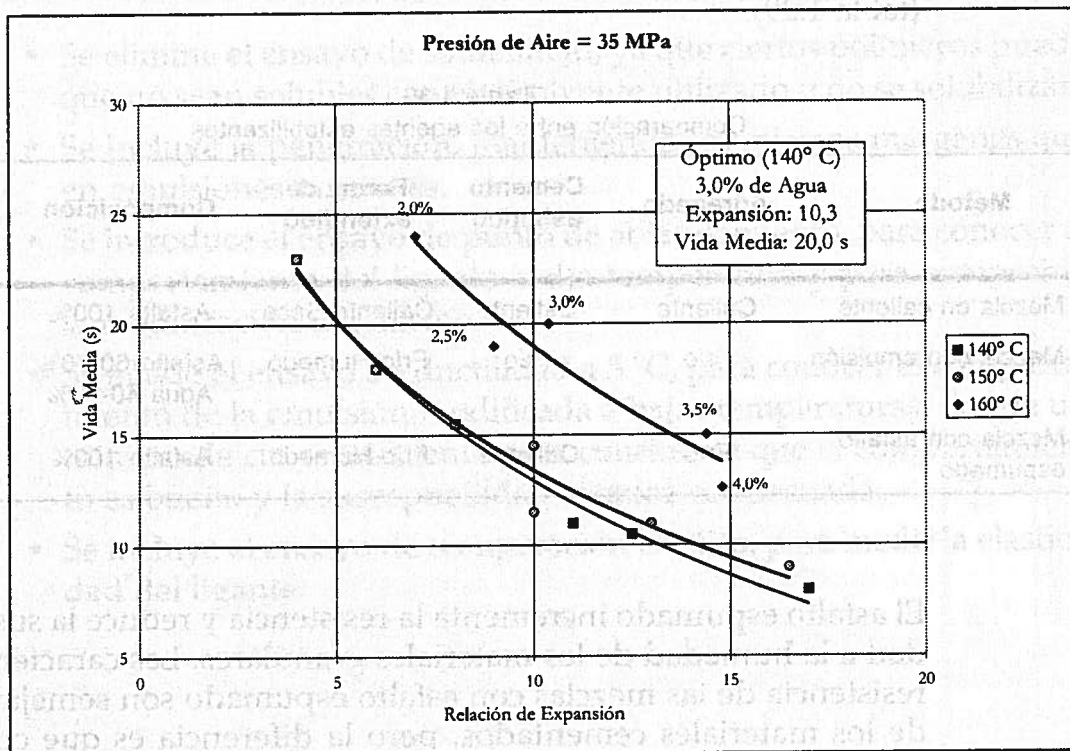
La temperatura a la cual se obtienen las mejores características es determinante en el diseño de una mezcla con asfalto espumado, ya que se han observado cambios sustanciales en la espuma al variar la temperatura<sup>2</sup> (figura 1.28).



**Figura 1.27** Influencia del contenido de agua en la relación de expansión y vida promedio.

- Escuela Colombiana de Ingeniería, *Evaluación de las características de espumado de los asfaltos colombianos*.

Esto hace que para usar un asfalto en una mezcla, se requiera primero determinar la cantidad de agua, medida como un porcentaje del peso del asfalto, y la temperatura con la cual se obtiene la espuma con la mayor relación de expansión y vida promedio posible.



**Figura 1.28** Influencia de la temperatura y del contenido de agua en la relación de expansión - vida promedio.

### **Beneficios del uso de los asfaltos espumosos**

Las mezclas con asfalto espumado son un proceso benéfico que puede usarse para un rango muy grande de agregados. Los materiales marginales que contienen una elevada cantidad de finos, a menudo considerados malos para otros tipos de estabilización, y los materiales obtenidos del reciclado de pavimentos se utilizan para la estabilización con asfalto espumado.

Una mezcla realizada con asfalto espumado tiene la ventaja de que puede trabajarse días después de su compactación y así lograr la densidad deseada.

Una mezcla puede almacenarse hasta por un año sin alterar sus propiedades.

La mezcla de árido húmedo y espuma de asfalto es un proceso en el que se expande el asfalto para disminuir la tensión superficial, redu-

ciéndolo a finas partículas en forma de burbujas; de este modo se mezcla el agregado.

El asfalto espumado ofrece ventajas ambientales y económicas sobre otros tipos de ligantes asfálticos usados como agentes estabilizadores (tabla 1.39).

**Tabla 1.39**  
Comparación entre los agentes estabilizantes

Método	Agregado	Cemento asfáltico	Forma de extendido	Composición	Proceso especial al asfalto
Mezcla en caliente	Caliente	Caliente	Caliente-Seco	Asfalto 100%	No
Mezcla con emulsión	Frío	Frío	Frío-Húmedo	Asfalto 60-70% Agua 40-30%	Sí
Mezcla con asfalto espumado	Frío	Caliente	Frío-Húmedo	Asfalto 100%	No

El asfalto espumado incrementa la resistencia y reduce la susceptibilidad a la humedad de los materiales granulares. Las características de resistencia de las mezclas con asfalto espumado son semejantes a los de los materiales cementados, pero la diferencia es que con asfalto espumado trabajan como pavimentos flexibles, resistentes a la fatiga.

### Emulsión de asfalto modificado con polímero

Las emulsiones de asfalto se caracterizan por su naturaleza iónica (aniónica o catiónica, dependiendo de la carga de las partículas es negativa o positiva), por su estabilidad en relación con los materiales granulares (ruptura rápida, semirrápida, lenta o emulsiones sobreestabilizadas) y por el contenido en peso del ligante de base.

**Tabla 1.40**  
Aplicaciones de las emulsiones asfálticas modificadas con polímeros

Tipo de emulsión	Aplicación
Rotura rápida CRR-1 m y CRR-2 m	Tratamientos superficiales con agregados Riegos de liga
Rotura media CRM	Mezclas abiertas en frío
Rotura lenta CRL-1 hm	Microaglomerados en frío

Los ensayos sobre las emulsiones modificadas son los mismos que en las emulsiones normales. Se diferencian únicamente en los ensayos sobre el residuo, ya que éste no se obtiene por destilación sino por evaporación, debido a que ciertos polímeros pueden degradarse en la destilación. Los ensayos que difieren son:

- Se elimina el ensayo de solubilidad, ya que ciertos polímeros puede que no sean solubles con el disolvente utilizado o no se solubilizan.
- Se incluye la penetración, manteniendo los mismos márgenes que en emulsiones normales.
- Se introduce el ensayo de punto de ablandamiento, para conocer el comportamiento del ligante a alta temperatura y para comprobar la modificación del mismo.
- Se añade el ensayo de ductilidad a 5 °C, para conocer el comportamiento de la emulsión modificada a bajas temperaturas, donde un mínimo de cm es suficiente para considerar que el comportamiento es bueno y la susceptibilidad térmica es adecuada.
- Se incluye el ensayo de recuperación elástica, para medir la elasticidad del ligante.

## Especificaciones para emulsiones asfálticas modificadas con polímeros

Tipos de emulsión	Unidades	Norma de ensayo	Rotura rápida		Rotura media		Rotura lenta	
			CRR-1 m	CRR-2 m	CRmm	CRL-1 hm	Mín.	Máx.
<b>1. Ensayos sobre emulsión</b>								
<i>Viscosidad Saybolt Furol</i>								
a 25 °C	S	INV E-763						
a 50 °C	S		20	100	20	300	20	450
Contenido de agua en volumen	%	INV E-761	-	40	-	35	-	35
Estabilidad almacenamiento	%	INV E-764	-	5	-	5	-	5
Sedimentación a los siete días	%							
Destilación		INV E-762						
Contenido de asfalto residual	%		60	-	65	-	60	-
Contenido de disolventes	%		-	3	-	3	-	12
Tamizado		INV E-765						
Retenido en tamiz No. 20 (850 mm)	%		-	0,1	-	0,1	-	0,1
Rotura								
Dioctilsulfocinato sódico	%	INV E-766	40	-	40	-	-	-
Mezcla con cemento	%	INV E-770	-	-	-	-	-	-
Carga particulada		INV E-767	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva
pH		INV E-768	-	6	-	6	-	6
Recubrimiento de agregado y resistencia al desplazamiento								
Con agregado seco			-	-	Buena	-	-	-
Con agregado seco y acción del agua			-	-	Satisfactoria	-	-	-
Con agregado húmedo			-	-	Satisfactoria	-	-	-
Con agregado húmedo y acción del agua			-	-	Satisfactoria	-	-	-
<b>2. Ensayos sobre el residuo de evaporación</b>								
Penetración (25 °C, 100 g, 5 s)		INV E-706	60	100	60	100	100	250
	0,1 mm		100	250	100	250	100	250
Punto de ablandamiento	°C	INV E-712	55	-	55	-	40	-
			45	-	45	-	-	-
Ductilidad (5 °C, 5 cm/min.)	cm	INV E-702	10	-	10	-	10	-
Recuperación elástica por torsión (25 °C)	%	INV E-727	12	-	12	-	12	-
			12	-	12	-	12	-

## Especificaciones de utilización

### *Capas de rodadura en calzadas y capas de base asfálticas*

Para las capas de rodadura y las capas de base en granulares asfálticos, se permite el uso de asfalto puro y de emulsiones asfálticas modificadas con polímeros. En la tabla 1.42 se indican las clases de asfaltos puros que pueden utilizarse, según el material.

**Tabla 1.42**  
Clases de asfalto, según el material de mezcla

Tipo de capa	Clase de asfalto
Capas de rodadura en mezcla asfáltica (norma INV E-706)	60/70 u 80/100
Capas delgadas en mezcla asfáltica (norma INV E-706)	60/70 u 80/100
Capa de base GA (norma INV E-706)	40/50 o 60/70

### *Capas de base en granulares - emulsión con asfalto puro*

Las emulsiones utilizadas en las mezclas granulares - emulsión son en general catiónicas. Éstas deben ser de ruptura lenta. El contenido en ligante de base (en peso) ha de oscilar entre 60 y 65%, y el ligante de base debe ser asfalto puro 80/100.

### *Capas de rodadura en tratamientos superficiales*

Las emulsiones aniónicas son lo único que no puede usarse dentro de las categorías ligantes asfálticas. En función del tráfico deben utilizarse como mínimo las clases que aparecen en la tabla 1.43.

**Tabla 1.43**  
Categorías y clases de ligantes para tratamientos superficiales

Categorías tránsito	Inferior a T2 < 50 VP <sup>(1)</sup> /día	T2 50-150 VP/día	T3 150-300 VP/día	T4 300-750 VP/día	T5 750-2000 VP/día
Emulsiones catiónicas de ruptura rápida	CRR 65	CRR 65	CRR 69	-	-
Ligantes modificados	-	-	Seguir las recomendaciones del fabricante		

(1) Vehículos pesados.

## Controles

El contratista, con la supervisión de la interventoría, debe realizar los controles sobre los ligantes asfálticos. El interventor, por su parte, debe efectuar los controles que considere necesarios para garantizar la calidad de los productos.

En los controles para el suministro se debe tener en cuenta, como mínimo, un muestreo de dos litros de asfalto por cada camión cisterna o por cada 15 ton de producto si se transporta en carrotanques, a la salida de la planta o del depósito, sobre los cuales deben efectuarse al menos los ensayos indicados en la tabla 1.44.

**Tabla 1.44**  
Naturaleza de ensayos que se deben efectuar sobre ligantes asfálticos

Asfaltos puros	Emulsión
Penetración (norma INV E-706)	Identificación de contenido en agua (INV E-761)
Punto de ablandamiento (norma INV E-712)	Viscosidad (INV E-763)
Pérdida de masa por calentamiento (norma INV E-708)	Susceptibilidad (NFT 65-011)
Porcentaje de penetración residual (norma INV E-706)	Adhesividad (norma INV E-775)
Estabilidad en almacenamiento (norma INV E-770)	

# ***CAPÍTULO 2***

---

## ***Generalidades sobre la fatiga de materiales***

**L**os materiales se pueden romper si se les aplica repetidamente un gran número de sollicitaciones cuya amplitud sea menor que su resistencia a la ruptura instantánea. Este fenómeno de fatiga es muy importante en las construcciones, como por ejemplo la sollicitación por flexión de una pieza rotante, la sollicitación de los materiales de vías debido al paso repetido de vehículos pesados, las sollicitaciones provenientes de los fenómenos de vibración (estructuras de un avión), entre otras.

Wöhler fue uno de los primeros científicos que se dedicaron a estudiar este fenómeno hace unos 150 años. Gracias a esto y a numerosas investigaciones sobre los metales, ya se tienen conocimientos muy importantes al respecto; lo mismo debe hacerse con los materiales de vías.

El comportamiento de la fatiga de un material consiste en someter una probeta a sollicitaciones repetitivas e idénticas para determinar el número de repeticiones que la llevan a la ruptura. La curva resultante se conoce como la curva de Wöhler.

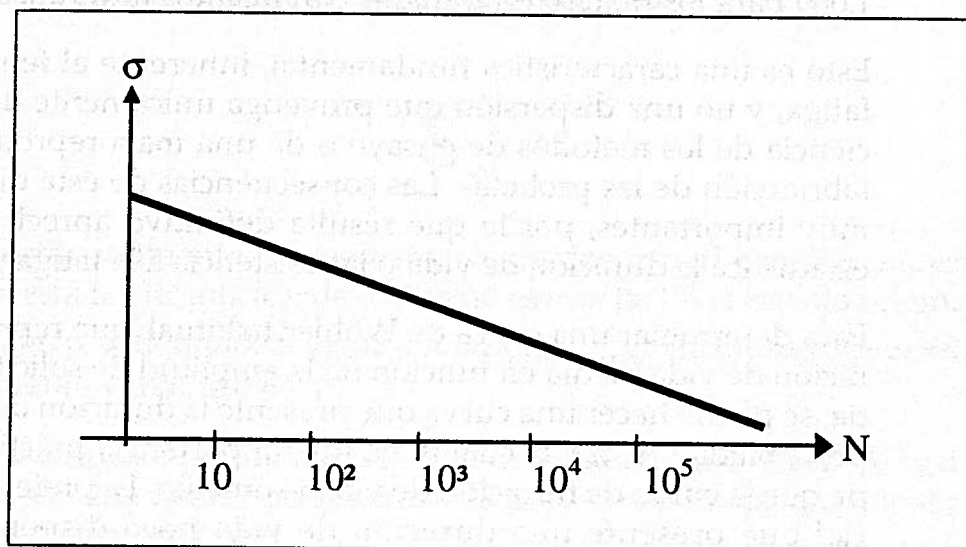


Figura 2.1 Curva de Wöhler.

El valor de la sollicitación para la cual la probeta soportaría  $N$  ciclos antes de romperse se llama resistencia a la fatiga. El número de ciclos antes de la ruptura se denomina duración de vida, y su representación esquemática es:

## LÍMITE DE FATIGA

Para materiales tales como aceros, se puede comprobar que a un cierto valor de amplitud de la sollicitación se le puede aplicar un número infinito de veces sin que haya ruptura; esta sollicitación se llama límite de fatiga. Para los metales, dicho límite se encuentra entre 0,3 y 0,6; 0,3 es para los materiales de resistencia elevada y de ruptura instantánea frágil, mientras que los valores cercanos a 0,6 corresponden a los materiales de resistencia más débil y ruptura instantánea dúctil. A ciertos materiales, como las bases bituminosas, nunca se les ha podido evidenciar tal límite, y puede haber fatiga cualquiera que sea el valor de la amplitud de la sollicitación.

## DISPERSIÓN DE LA DURACIÓN DE LA VIDA

La determinación experimental de la curva de Wöhler no es fácil siempre, porque al repetir muchas veces el ensayo de fatiga sobre probetas idénticas el número de ciclos a la ruptura es disperso. La duración de vida comprobada para los metales, con la aplicación de una misma sollicitación y repitiendo el ensayo sobre una centena de probetas, ha arrojado una relación de 1 a 10 entre la duración más baja y la más alta. Para los concretos bituminosos esta relación es de 1 a 50, y de 1 a 1.000 para los materiales tratados con ligantes hidráulicos.

Esto es una característica fundamental, inherente al fenómeno de la fatiga, y no una dispersión que provenga únicamente de una insuficiencia de los métodos de ensayo o de una mala reproducción en la fabricación de las probetas. Las consecuencias de esta dispersión son muy importantes, por lo que resulta definitivo apreciar de manera estadística la duración de vida o la resistencia a la fatiga para  $N$  ciclos.

Para determinar una curva de Wöhler habitual, que representa la duración de vida media en función de la amplitud de sollicitación aplicada, se puede hacer una curva que presente la duración de vida a cierta probabilidad (98%), la cual tiene una importancia práctica más grande que la curva de duración de vida promedio. Es preferible un material que presente una duración de vida poco dispersa, aun si su duración de vida promedio es baja, a otro material que tenga un comportamiento más homogéneo.

## ACUMULACIÓN DE DAÑOS. LA LEY DE MINER

La repetición de sollicitaciones idénticas jamás se produce en la realidad, ya que éstas se distribuyen al azar.

El problema se debe enfocar así:

- $n_1$  sollicitaciones de amplitud  $\sigma_1$  (superiores al límite de fatiga), tales que  $N_1$  es la duración de vida de la aplicación de la amplitud única  $\sigma_1$ ,  $n_1 < N_1$ .
- $n_2$  sollicitaciones de amplitud  $\sigma_2$  (sea  $N_2$  la duración de vida), si se han aplicado sollicitaciones de amplitud única  $\sigma_2$  que llevaría a la ruptura del material.

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} = 1$$

Esta regla, que se puede interpretar como  $n_1 / N_1$ , representa la proporción del capital de fatiga que se ha consumido bajo el esfuerzo  $\sigma_1$ ; se nota  $d_1$ , proporción que se llama daño de fatiga.

$$\frac{n_2}{N_2} = 1 - d_1, \text{ supone la adición de daños.}$$

La ley de Miner se generaliza en el caso de un gran número de secuencias de cargas repetidas, de amplitud diferente para cada una. La condición de ruptura por fatiga se expresa así:

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1$$

Infortunadamente, numerosos resultados experimentales muestran que esta ley de adición de daños no es exacta. En el trabajo original de Miner, por ejemplo, el valor del reporte  $\sum_i \frac{n_i}{N_i}$  encontrado experimentalmente varía de 0,61 a 1,45.

Si se empieza por aplicar el nivel de esfuerzo más elevado, la duración de vida total es en general más débil que si se aplica antes el nivel de esfuerzo más bajo.

Si  $\sigma_1 > \sigma_2$ , la ruptura por fatiga se produce  $\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} < 1$

Si  $\sigma_1 < \sigma_2$ , la ruptura por fatiga se produce  $\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} > 1$

## SUELOS

El procedimiento lógico para el buen conocimiento de la subrasante de la calzada tiene en cuenta tres etapas distintas:

- Una identificación geotécnica, que permita aproximar el comportamiento predecible del suelo al comportamiento general de una familia conocida. Esta etapa se fundamenta en la clasificación de los suelos.
- Un estudio de los parámetros de estado, pues para una familia de suelos existen parámetros característicos de su comportamiento, por ejemplo el Proctor y el CBR.
- Una evaluación de la capacidad portante, que va a depender del contenido de agua, apoyado también por el CBR. La ley de comportamiento del suelo requiere ensayos triaxiales bajo cargas dinámicas.

### Leyes de comportamiento mecánico de los suelos

La ley de comportamiento de un material está ligada al estado de esfuerzos y deformaciones. Desde este punto de vista, el comportamiento de un suelo se analiza en el laboratorio (ensayos triaxiales) o directamente sobre el terreno (ensayos de placa).

### Análisis en el laboratorio

En el caso de un suelo que no es ni homogéneo ni isotrópico, tratar de buscar el módulo de elasticidad es una simplificación útil para definir su comportamiento. El ensayo triaxial permite determinar cuatro módulos distintos:

- El módulo tangente en el origen,  $E_0$
- El módulo tangente para un valor intermedio de la deformación,  $E_t$
- El módulo secante,  $E_s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon}$

- El módulo resiliente,  $M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_r}$

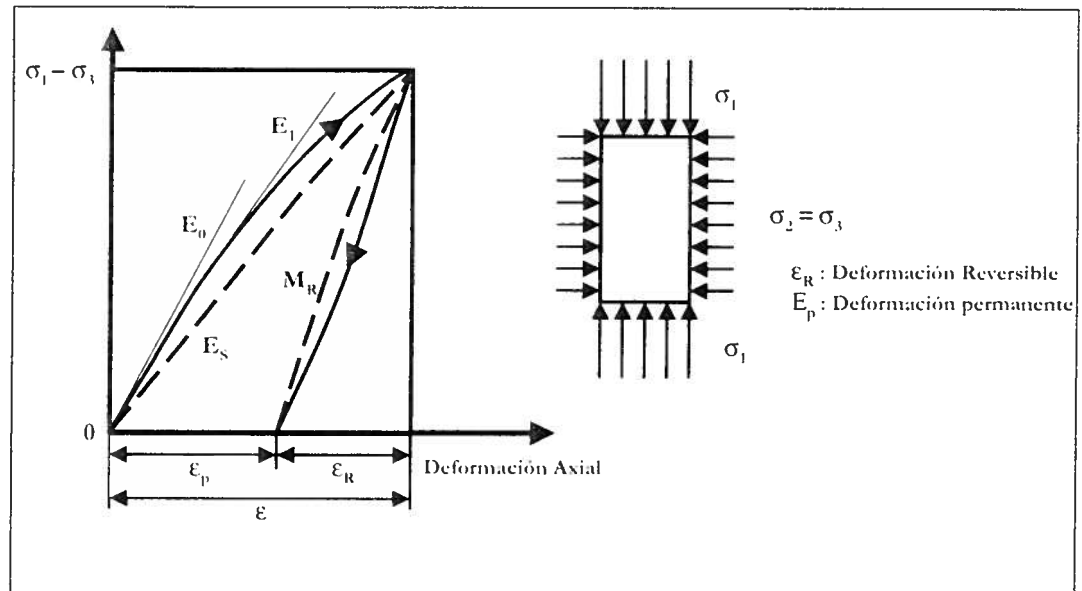


Figura 2.2 Definición de diferentes módulos de deformación.

Estos valores varían en función del estado de esfuerzo definido por  $\sigma_1$  y  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

El módulo reversible  $M_R$  es aquel que caracteriza mejor el estado del suelo y la elasticidad adquirida luego de algunos ciclos de carga. Este módulo se relaciona así con el estado de esfuerzo:

$$M_R = A \sigma_i^\alpha$$

donde  $\sigma_i$  es el esfuerzo medio (o isotrópico)  $\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

### Ensayos de placa

Estos ensayos permiten apreciar directamente el módulo de un suelo en un ensayo *in situ*, el cual consiste en cargar una placa circular y medir el desplazamiento vertical bajo la carga. Luego se deduce el módulo a partir de la fórmula de Boussinesq, que relaciona el desplazamiento vertical  $z$ , la presión  $q_0$ , el radio de carga  $a$  y las características del masivo  $E_2$ .

$$W_0 = q_0 \frac{a}{E_2} (1 - \nu_2^2)$$

La interpretación usual del ensayo conduce a hacer una hipótesis de un valor cercano a 0,5 para el coeficiente de Poisson.

Se encuentra también la relación entre el valor  $w$  del desplazamiento y el módulo  $E_2$  del soporte.

$$w = \frac{1,5q_0}{E_2} a$$

Como en el caso del ensayo triaxial, el desplazamiento total  $w_t$  es la suma de un desplazamiento elástico  $w_e$  y de un desplazamiento plástico (o resonante)  $w_p$ ; se aclara que existe una incertidumbre para determinar el módulo, ya que éste depende del número de cargas, sobre todo en el primer ciclo. Para el segundo ciclo es:

$$Ev_2 = 1,5 \frac{q_0 a}{wt_2}$$

Si se toma en cuenta la relación entre el módulo  $Ev_2$  en la segunda carga y el de la primera carga  $Ev_1$ , se considera un suelo bien compactado si la relación es inferior a dos.

El ensayo del LCPC que permite obtener el módulo  $Ev_2$  se realiza con una placa de diámetro de 60 cm. Para el primer ciclo, la carga se hace con una velocidad de 80 N/s hasta una presión de 0,25 MPa, mantenida hasta la estabilización, y luego se suspende por dos o tres segundos. El segundo ciclo se efectúa a la misma velocidad pero a una presión de 0,2 MPa.

Se puede recurrir al Corps of Engineers para hacer un ensayo de placa que da el módulo de reacción a partir de la utilización del modelo de Westergaard.

El diámetro de la placa es más grande (75 cm). El modo de carga está ligado al tipo de sollicitación que puede tener el suelo bajo una calzada de concreto: con una carga de 0,07 MPa después de estabilización por cargas repetidas bajo 0,07 a 0,14 MPa, según el espesor de la placa de concreto.

El valor del coeficiente  $K$ , que representa la rigidez de los soportes que simulan el masivo, está dado por:

$$K = \frac{0,07}{w} \quad (\text{en MPa/m}^3)$$

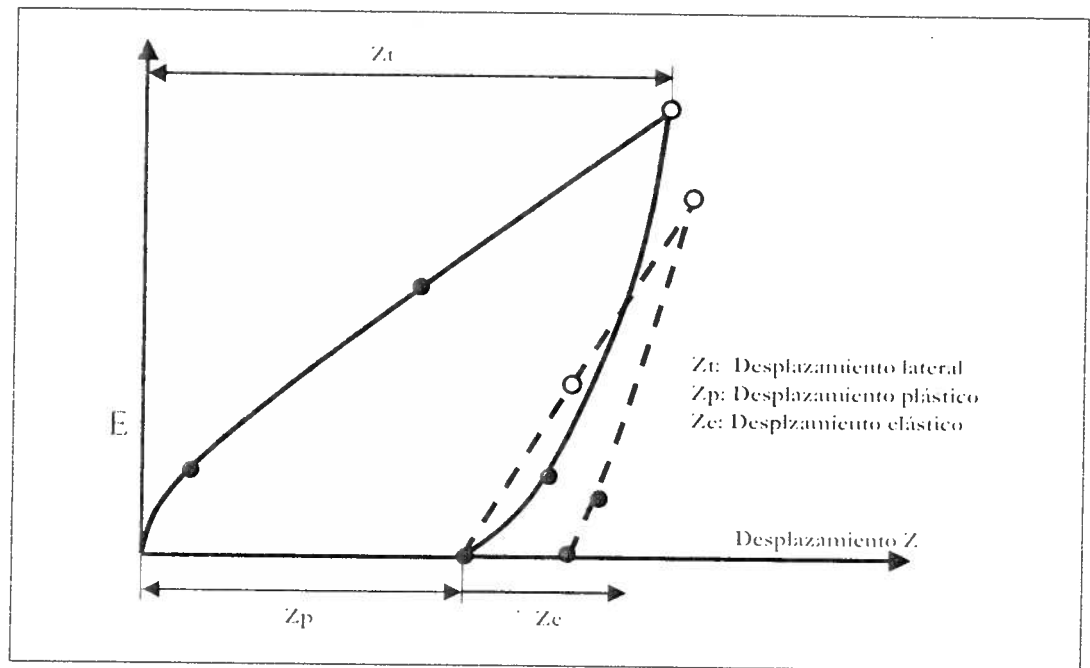


Figura 2.3 Ensayo de placa (dos cargas).

- Aproximación del módulo a partir del valor del CBR.

El ensayo CBR se usa para caracterizar los suelos sensibles al agua. Por facilidad, siempre se ha querido obtener a partir de un valor de módulo que sea directamente utilizable para el cálculo de espesores mediante el método racional.

Entre las correlaciones que se han propuesto, se pueden citar:

- La fórmula  $E = 6,5CBR^{0,65}$  (MPa), propuesta por Jeuffroy y Bachelez. Esta fórmula parece pesimista sobre los suelos buenos, cuando se interpretan medidas de deflexión.
- La fórmula  $E = 10CBR$  (MPa), propuesta por la Shell, liga el módulo dinámico al valor del CBR. El módulo dinámico es siempre superior al estático, luego esta fórmula sobrestima el módulo de los suelos.

Se propone trabajar con la fórmula  $E = 5CBR$  (MPa). Se destaca la gran importancia de este valor de  $E$ , ya que es vital en el cálculo del valor límite de  $\epsilon_r$ .

### Influencia del desviador para un número de ciclos de carga dado

Para un número de ciclos de carga dado, la deformación crece en forma lineal con el esfuerzo máximo aplicado, siempre y cuando no se sobrepase el valor crítico. Cuando esto sucede, la deformación crece rápidamente con el esfuerzo; el fenómeno depende de la naturaleza del material.

El parámetro representativo del estado de esfuerzo se define por:

$$K = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{Limite}}}$$
 donde  $\sigma_1 - \sigma_3$  representa el esfuerzo desviador efectivo aplicado durante el triaxial y  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{Limite}}$  y el valor que conduce a la ruptura en la primera carga.

Si se respeta la aplicación del esfuerzo desviador  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  hasta la obtención de una deformación plástica  $\varepsilon_p$  fija, se encuentra un número de ciclos  $N$  tales que:

$$\text{Log}K = a - b\text{Log}N$$

Para una calzada tradicional, el valor  $\varepsilon_p$  de la deformación plástica se relaciona con el ahuellamiento y con el nivel de servicio a  $N$  repeticiones de carga.

El valor de  $b$  varía con la naturaleza del suelo y el contenido de agua.

### Límites usualmente admitidos de deformación elástica para un suelo en función del número de ciclos

Independientemente de los ensayos de laboratorio, diferentes autores han buscado establecer el límite denominado deformación elástica  $\varepsilon_z$  (o esfuerzo vertical admisible) para un suelo, en las calzadas flexibles.

Con la ayuda de modelos matemáticos y de diversos resultados de ensayos, se ha encontrado que la ecuación límite es de la forma:

$$\log \varepsilon_z = A - B \log N \quad \text{ó} \quad \varepsilon_z = A' N^{-B}$$

Si se iguala con lo obtenido en el laboratorio y el término  $K$  se reemplaza por  $\varepsilon_z$ , se tiene:

$$\text{Log}(\sigma_1 - \sigma_3) = a + \log(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{lim}} - b \log N$$

$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_1 - 2\nu_2\sigma_3)}{E_2}$  en el caso de una carga circular;  $E_2$  y  $\nu_2$  designan el módulo, y el coeficiente de Poisson del suelo.

El esfuerzo  $\sigma_3$  es bajo comparado con  $\sigma_1$  y  $(\sigma_1 - \sigma_3) \approx E_2\varepsilon_z$ , lo que permite escribir:

$$\log \varepsilon_z = a - \log E_2 + \log(\sigma_1 - \sigma_3)_{lim} - b \log N$$

Para un suelo dado  $[a - \log E_2 + \log(\sigma_1 - \sigma_3)_{lim}]$  es una constante, que llamaremos A, por lo cual se tiene:

$$\log \varepsilon_z = A - b \log N$$

Diferentes autores han propuesto los siguientes valores de los coeficientes A' y b:

Universidad de Nottingham  $\varepsilon_z = 2,16 \times 10^{-2} N^{-0,28}$

Fórmula Shell 1977  $\varepsilon_z = 2,8 \times 10^{-2} N^{-0,25}$

Fórmula de CRR  $\varepsilon_z = 1,1 \times 10^{-2} N^{-0,23}$

Fórmula LCPC  $\varepsilon_z = 2,1 \times 10^{-2} N^{-0,24}$

Otros autores introducen el esfuerzo  $\sigma_z$  sobre el suelo, en particular:

Heukelom  $\sigma_z = \frac{0,006E_D}{1 + 0,7 \log N}$  ( $E_D$ : módulo dinámico)

Fórmula danesa  $\sigma_z = 0,152\varepsilon N^{-0,307}$

Estas dos fórmulas utilizan el esfuerzo pero en realidad introducen

$\frac{\sigma_z}{z}$ , que es aproximadamente igual a  $\varepsilon_z$ .

## GRAVA NO TRATADA: UN MATERIAL QUE SE COMPORTA COMO UN SUELO

Como en el caso de los suelos, son posibles dos aproximaciones: la teórica de laboratorio, y una global *in situ*.

### Aproximación teórica de laboratorio

En un estudio de gravas no tratadas en el laboratorio (cámara triaxial), aparecen bajo carga una deformación plástica  $\varepsilon_p$  y una deformación elástica (o reversible)  $\varepsilon_R$ .

El módulo resiliente,  $M_R$ , se expresa como:

$$M_R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_R}$$

- El módulo resiliente crece con el esfuerzo medio  $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ , según una relación del tipo  $M_R = M_0 \sigma_i^\alpha$ .

El exponente  $\alpha$  decrece con la densidad seca  $\gamma_d$ , es decir, que el comportamiento es más próximo a uno elástico cuando el coeficiente  $M_0$  varía en sentido inverso.

El módulo resiliente depende en particular de la distribución granulométrica.

A continuación se presenta la variación del módulo con el esfuerzo medio para tres gravas no tratadas de granulometrías diferentes; se puede ver en la figura que el módulo crece cuando se pasa de una grava arenosa a una media y de ésta a una gruesa.

En la gama de los esfuerzos medios encontrados en los pavimentos 0,1 a 1 MPa, este módulo es relativamente bajo: 100 a 500 MPa.

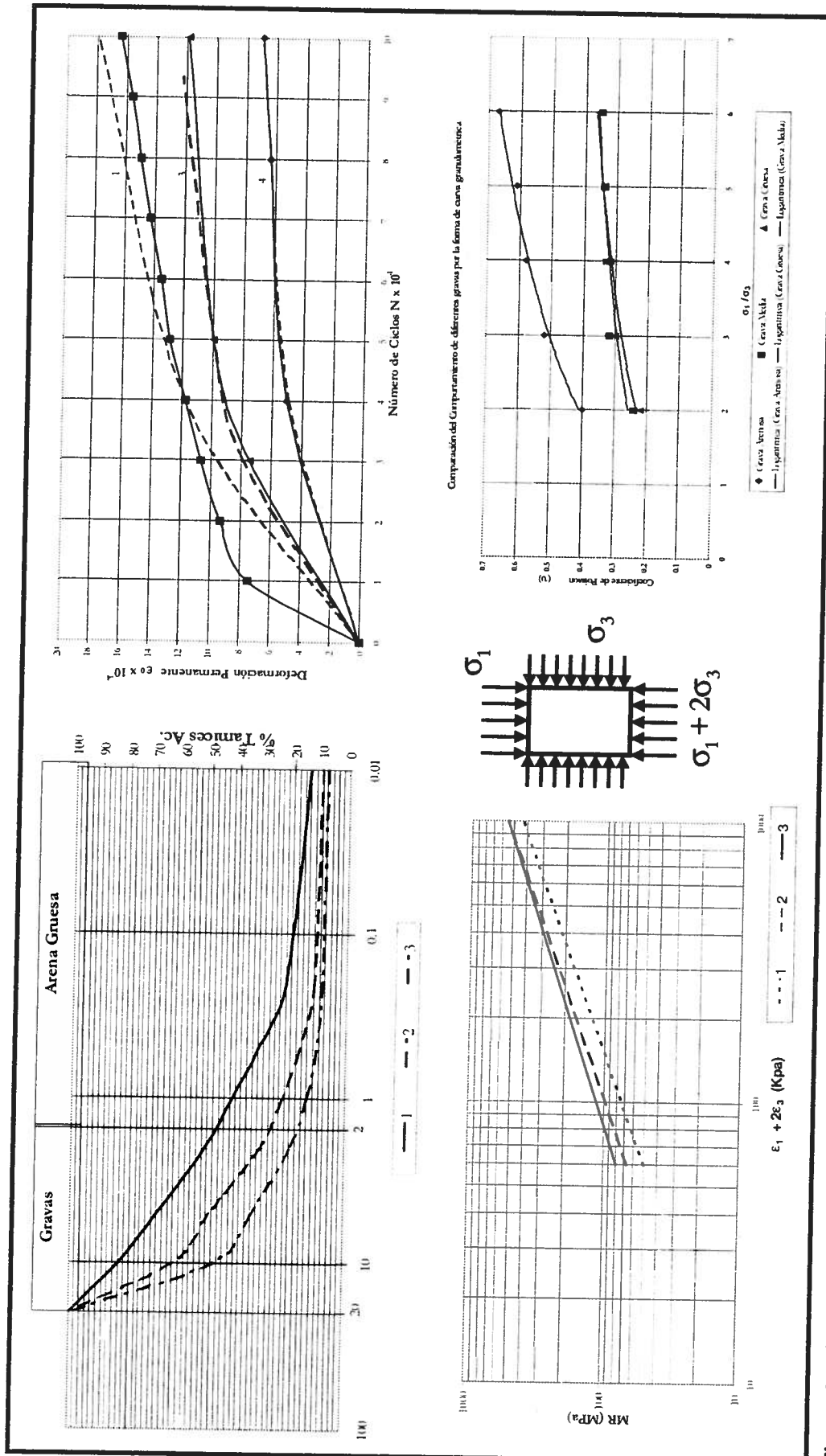


Figura 2.4 Comparación del comportamiento de diferentes gravas por la forma de curva granulométrica.

### Aproximación empírica *in situ*

La grava no tratada es un suelo particular, cuyo módulo se podría determinar utilizando los ensayos de placa. La interpretación usual del ensayo de placa supone que el masivo de grava sea de espesor finito (es decir, un espesor importante en relación con el radio de carga), algo que rara vez ocurre cuando se intenta medir directamente el módulo de una grava no tratada y se está en presencia de sistemas multicapas, por lo general.

El ensayo efectuado con la ayuda de tres placas de diámetros diferentes se llama ensayo triplaca, el cual permite, en el caso de una estructura bicapa, deducir el valor de los desplazamientos medidos bajo la carga y los valores de los módulos de las dos capas que componen la estructura, o sea  $E_1$  el módulo del cuerpo granular y  $E_2$  el módulo del suelo soporte. Estos ensayos evidencian que es imposible dar al cuerpo granular un módulo propio  $E_6$  independiente de la estructura estudiada, pero la relación de módulos  $E_1/E_2$  varía entre dos y cuatro.

Entre estos límites se ha encontrado que el valor del módulo crece un poco con la calidad de la grava (curva granulométrica, limpieza) y con el espesor.

- Si se efectúa un ensayo de placa para un masivo infinito de grava no tratada se mediría el módulo  $E_6$  representativo de la grava no tratada.
- El módulo  $E_1$  de los primeros centímetros inferiores de la grava no tratada no puede ser muy diferente del módulo  $E_2$  del suelo, pues de lo contrario existirían esfuerzos de tracción en esos primeros centímetros.
- El módulo  $E_1$ , medido con la ayuda de un ensayo triplaca, representa un promedio de un módulo que varía entre  $E_2$  y  $E_6$ .

Este esquema de decrecimiento del módulo en función de la profundidad es compatible con los resultados de los ensayos en laboratorio que muestra el crecimiento del módulo reversible con el esfuerzo medio. Una capa de espesor  $H$  de grava no tratada no tiene módulo propio; se le podrá asociar un módulo  $E_1$  en función del módulo  $E_2$  del suelo soporte según  $E_1 = k(H) * E_2$ , en donde  $k(H)$  es una función creciente de la calidad de la grava.

$$(2 < k(H) < 4)$$

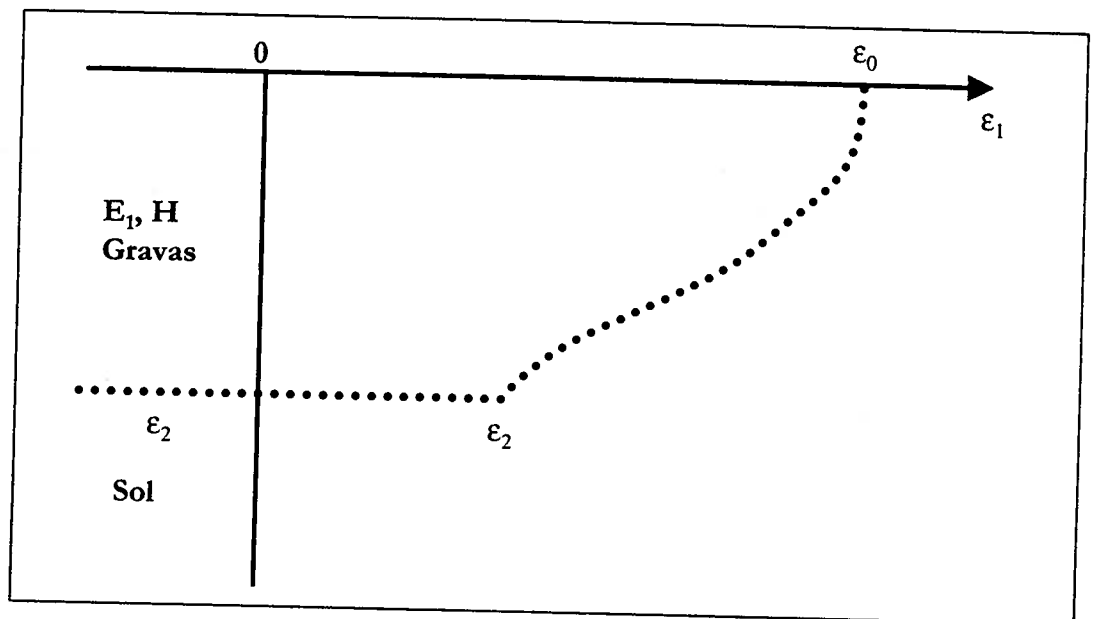


Figura 2.5 Variación del modelo sobre el espesor de una capa de grava no tratada.

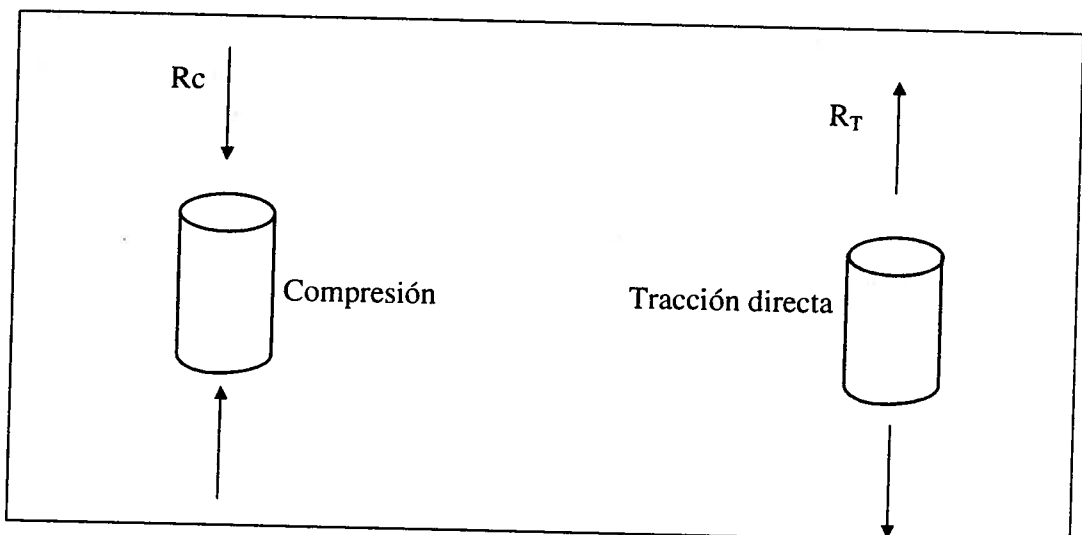
Ciertos autores, entre ellos Claessen, lo relacionan como:

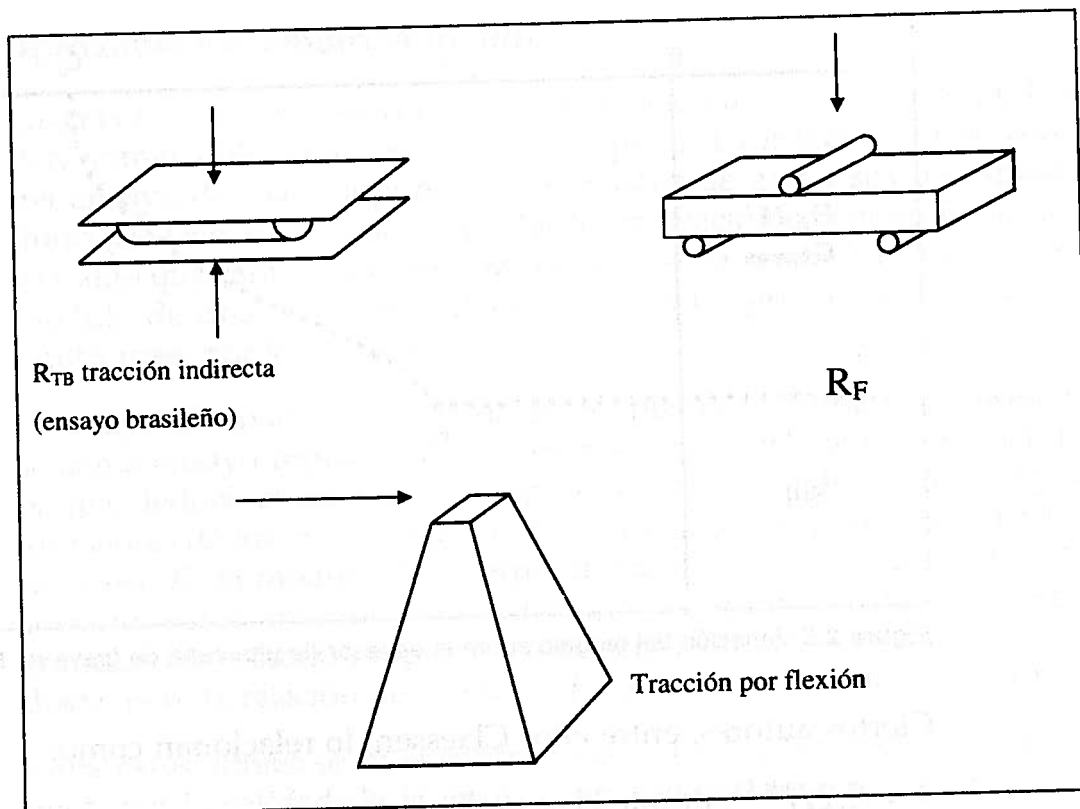
$$k = 0,2H^{0,45}, \text{ donde } H \text{ es dada en mm.}$$

## MATERIALES TRATADOS CON LIGANTES HIDRÁULICOS

Los ensayos de laboratorio hechos sobre los materiales tratados con ligantes hidráulicos consisten en someter probetas fabricadas según un proceso normalizado a esfuerzos también normalizados y medir las deformaciones asociadas a estos esfuerzos y los que producen la ruptura.

### Diferentes tipos de ensayos





**Figura 2.6** Ensayos para los materiales tratados con ligantes hidráulicos.

- **Ensayos de tracción directa.** El esfuerzo de tracción se ejerce sobre las dos caras planas de una probeta cilíndrica. Se nota que  $R_T$  es la resistencia a la tracción así obtenida.
- **Ensayo de tracción indirecta (ensayo de compresión diametral o ensayo brasileño).** El esfuerzo de tracción se obtiene rompiendo una probeta cilíndrica entre dos planos paralelos. Los esfuerzos se ejercen según dos generatrices diametralmente opuestas; se nota  $R_{TB}$ .
- **Ensayo de tracción por flexión.** Diversos procesos conducen a ejercer un esfuerzo de tracción por flexión. Se ha estandarizado este ensayo, que consiste en aplicar un esfuerzo en la cabeza de una probeta empotrada en la base. El ensayo de flexión por tres puntos se utiliza para estudiar el concreto de cemento.

### Resultado de ensayos

Los materiales tratados con ligantes hidráulicos fraguan lentamente. El resultado de los ensayos varía con el tiempo.

- Los ensayos no deben hacerse en la jornada de la tarde porque son demorados.

- Los valores obtenidos deben ser representativos del estado final del material porque es lo que importa para el dimensionamiento de calzadas.

Los ensayos son efectuados a:

- 90 días para los materiales tratados con cementos y cenizas volantes sulfocálcicas.
- 180 días para los materiales tratados con escorias, cenizas volantes silicoaluminosas y puzolanas-cal.

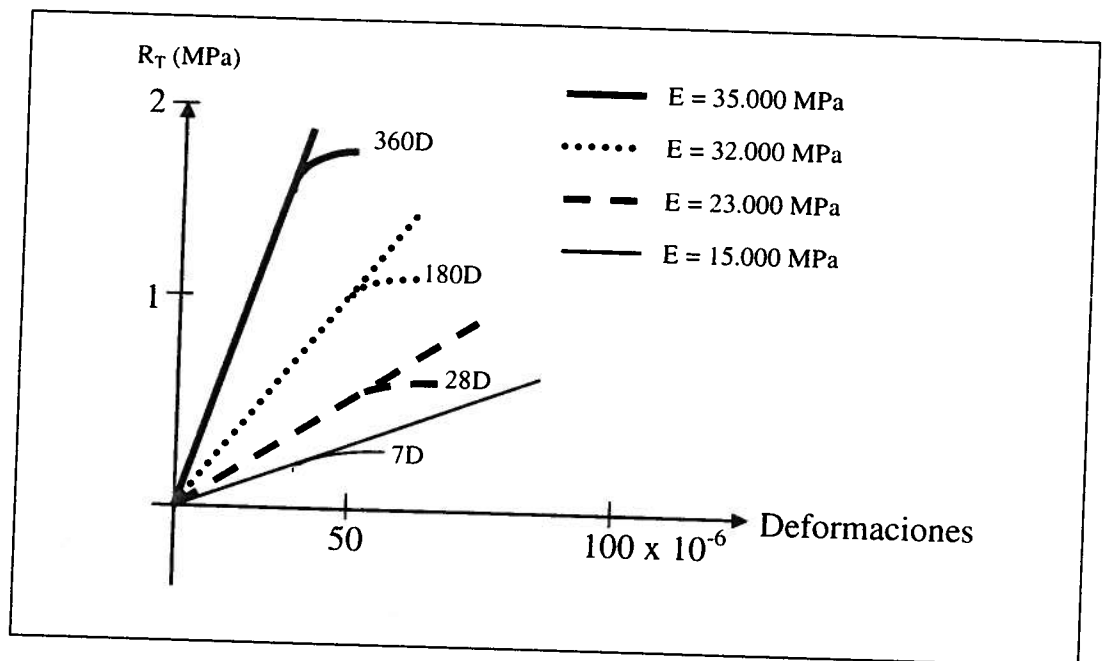


Figura 2.7 Comparación entre los resultados de diferentes ensayos ( $R_C$ ,  $R_T$ ,  $R_F$ ,  $R_{TB}$ ).

Las relaciones entre las resistencias convencionales son relativamente constantes de un material a otro.

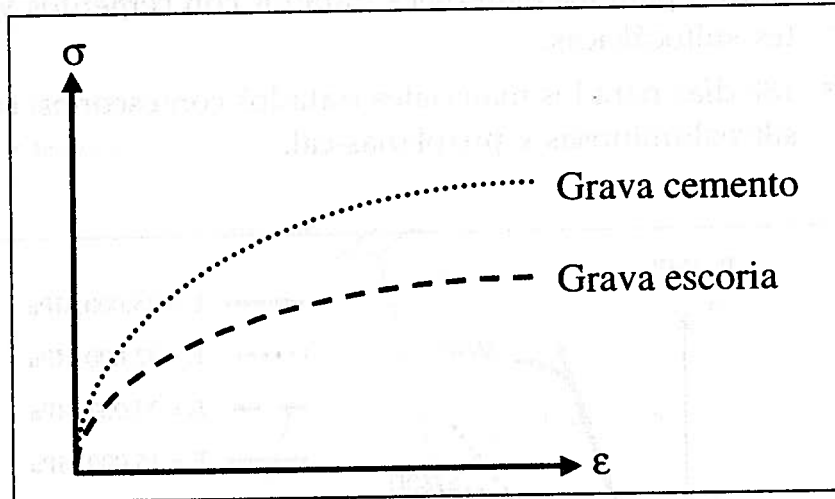
$$\frac{R_C}{R_T} \approx 8 \text{ a } 12; 8 - 10 \text{ arenas tratadas, } 10 - 12 \text{ gravas tratadas}$$

$$\frac{R_F}{R_T} \approx 1,5 \text{ a } 2$$

$$\frac{R_{TB}}{R_T} \approx 1,2 \text{ a } 1,8; 1,2 - 1,5 \text{ arenas tratadas, } 1,4 - 1,8 \text{ gravas tratadas}$$

## Curvas de esfuerzo deformación - definición del módulo E

Cualquiera que sea el modo de sollicitación mecánica de la probeta, se puede medir la deformación durante el ensayo y trazar desde el inicio del ensayo hasta la ruptura de la probeta la curva de variación del esfuerzo  $\sigma$  en función de la deformación  $\epsilon$ .



**Figura 2.8** Ensayo de compresión de un material tratado con ligantes hidráulicos.

El comportamiento de estos materiales es elástico pero no casi siempre lineal. Por ejemplo:

- En compresión, las gravas cemento y las gravas cenizas volantes presentan un comportamiento lineal hasta un 60 a 70% de la resistencia a la compresión y las gravas escoria hasta el 40%.
- En tracción, las gravas cemento y las gravas cenizas volantes presentan un comportamiento lineal hasta el 80% de la resistencia a la tracción y las gravas escoria hasta el 60%.
- La toma del valor numérico sobre la curva esfuerzo deformación se efectúa de manera convencional al tercio de la carga de ruptura; esta decisión se debe al hecho de que en la calzada los materiales trabajan a un esfuerzo inferior a la carga de ruptura.

Los órdenes de magnitud de los módulos de diferentes materiales son los siguientes:

- |                            |                     |
|----------------------------|---------------------|
| • gravas escorias:         | 15.000 a 20.000 MPa |
| • gravas cemento:          | 20.000 a 30.000 MPa |
| • gravas cenizas volantes: | 30.000 a 40.000 MPa |
| • arenas tratadas:         | 4.000 a 18.000 MPa  |

La relación entre el módulo  $E$  y la resistencia a la tracción directa  $R_T$  es casi constante.

$$\frac{E}{R_T} \approx 30.000 \text{ para una grava cemento}$$

$$\frac{E}{R_T} \approx 25.000 \text{ para una grava escoria}$$

### Ensayos de fatiga

Estos ensayos se efectúan en flexión sobre probetas prismáticas trapezoidales, repitiendo en cada una de ellas la aplicación de un nivel de esfuerzo preestablecido, hasta la ruptura de las probetas.

Se deduce la curva de fatiga que correlaciona el esfuerzo  $\sigma$  con el número de ciclos a la ruptura  $N$ . Para los materiales tratados con ligantes hidráulicos, la curva de fatiga se presenta muy definida.

Para una recta en coordenadas semilogarítmicas, es decir,  $\sigma/\sigma_0 = 1 - a \log N$ ,  $\sigma_0$  es igual a  $R_F$  porque es la ruptura al primer ciclo de carga. El valor de  $a$  es  $1/12$  para la mayor parte de los materiales tratados con ligantes hidráulicos, lo que significa que para la aplicación de un esfuerzo  $\sigma$  es igual a la mitad del esfuerzo de ruptura por flexión ( $\sigma = R_F/2 \sim R_T$ ).

## MATERIALES ASFÁLTICOS

Estos materiales presentan la particularidad de que para un nivel de esfuerzo fijo, la deformación depende del tiempo. La analogía mecánica de un sólido elástico hace que intervengan una serie de resortes; se toma para ello un modelo de Kelvin - Voigt.

Se dice que el comportamiento de estos materiales es viscoelástico. Esta propiedad se explica por la dependencia del módulo con la frecuencia de aplicación de la carga: el módulo es elevado cuando se somete el material a una sollicitación rápida (cuando la calzada sufre el paso del vehículo que circula a una velocidad normal (60 km/h)). El módulo es bajo cuando se somete el material a una sollicitación lenta (vehículos que ruedan a velocidades muy bajas o que están estacionados).

La segunda variable que influye sobre el módulo de un material bituminoso es la temperatura, donde con altas temperaturas el módulo disminuye. Los otros parámetros que influyen sobre un concreto asfáltico son su composición, su compactación y la naturaleza del asfalto.

## Módulo de deformación

En un ensayo de flexión dinámica, el esfuerzo inducido es de la forma  $\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$ ; tomando en cuenta un carácter viscoelástico del material, la deformación sufre un retardo sobre el esfuerzo que se traduce por un ángulo de desfase  $\phi$ . Se tiene que  $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t + \phi)$ , se tiene que en notación imaginaria el módulo se escribe:

$$E^*(i\omega) = |E^*| \exp(i\phi) = E_1 + iE_2$$

Este módulo complejo se puede caracterizar por dos componentes:  $|E^*| = (E_1^2 + E_2^2)^{1/2}$ , llamado módulo de rigidez.

El ensayo de flexión dinámica que permite definir el módulo se efectúa sobre probetas trapezoidales empotradas en la base.

Se puede obtener la solución "exacta" de las vibraciones de flexión de la viga a perfil trapezoidal a partir del estudio hecho por MacLachlan, para las vibraciones de la viga a perfil triangular.

El resultado al cual se llega es bien complicado cuando se pasa al caso viscoelástico, pues los argumentos se vuelven complejos. Se recurre entonces a la siguiente aproximación de Rayleigh.

### a) Deformación relativa

Dentro del caso de la aproximación de Rayleigh, la deformación relativa dentro de la fibra extrema de una sección de abscisa "x" está dada para la consola a perfil trapezoidal, por:

$$\varepsilon_x^+ = ((h_0 - h_1) / (2LR_{(n)})) * ((x - a) / x^2) * Z_{(a)}^+$$

Donde el origen de las abscisas es el definido anteriormente.

Dentro de esta expresión:

$h_0$  = base mayor del trapecio (altura de la sección del empotramiento).

$h_1$  = base menor (altura de la extremidad libre).

$L$  = altura del trapecio (longitud de la probeta).

$$R_{(n)} = n(2 - n/2) - \log n - 3/2$$

Donde:

$$n = h_1 / h_0 = a / L$$

$Z_{(a)}^+$  = movimiento de la extremidad libre de la probeta.

b) El esfuerzo máximo en la fibra más tensionada

$$\sigma_{\text{máx}} = (M \cdot h \cdot 2 \cdot \sin^{3\alpha} \cdot \cos \sigma) / (2 \cdot I \cdot 3(\sigma - \text{Sen} \cdot \cos \sigma)) = \beta \cdot M \cdot h / (2 \cdot I)$$

Siendo:

$M$  = momento flexionante  $P \cdot X$ .

$X$  = distancia del origen de coordenadas a la sección más solicitada.

$h$  = largo de la sección de la probeta en la porción más solicitada,  $2X \tan \sigma$ .

$\alpha$  = ángulo que define el ahusamiento de la cuña.

$I$  = inercia de la probeta.

c) Módulo de rigidez

Para simplificar los cálculos y con base en la teoría según la cual debido al carácter débil de las deformaciones manejadas la parte compleja de dicho parámetro no tiene mayor injerencia sobre los resultados, se tomará:  $E = \sigma_t / \epsilon_t$ , siendo  $\sigma_t$  y  $\epsilon_t$  valores reales.

### Influencia de la temperatura y de la frecuencia

En la representación de las curvas isotérmicas del módulo complejo, aparece sobre ellas que la influencia de la frecuencia de la carga es más fuerte para las altas temperaturas que para las bajas.

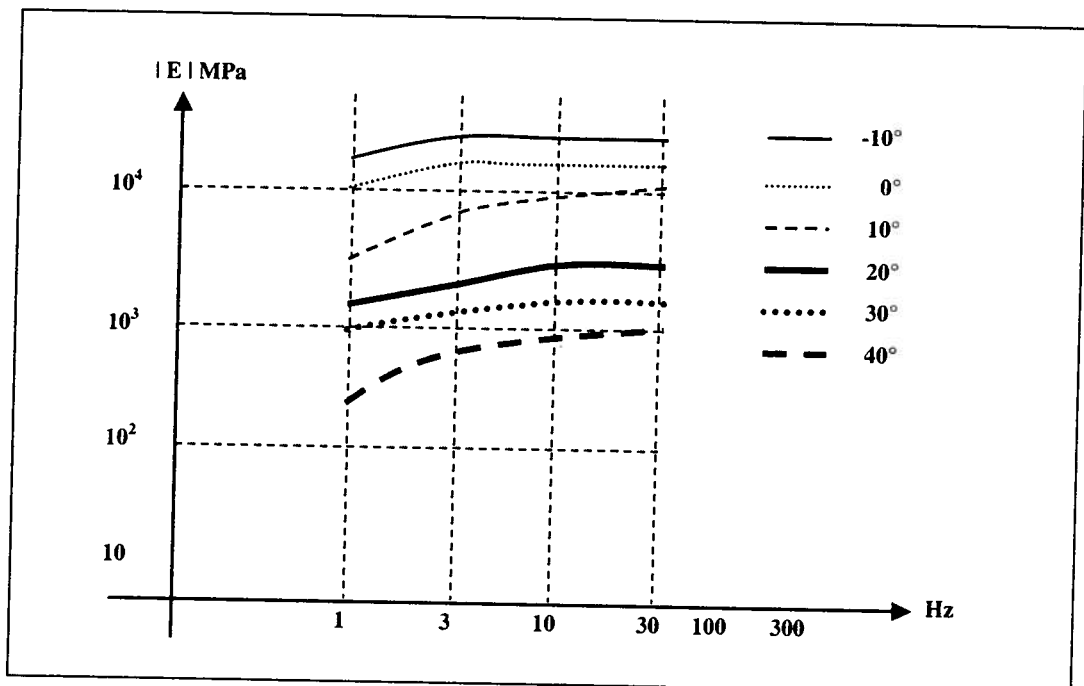


Figura 2.9 Influencia de la frecuencia de las cargas en el módulo de un material bituminoso.

La influencia de la temperatura sobre el módulo es muy importante porque éste se divide por diez cuando la temperatura varía de 10° a 40 °C.

La frecuencia se calcula a partir del estudio de la variación de la deformación  $\epsilon$  en un punto A en el tiempo  $t$  con el paso de la carga rodante. La frecuencia de sollicitación depende de la distancia entre los dos extremos del diámetro de la rueda y de la velocidad de carga.

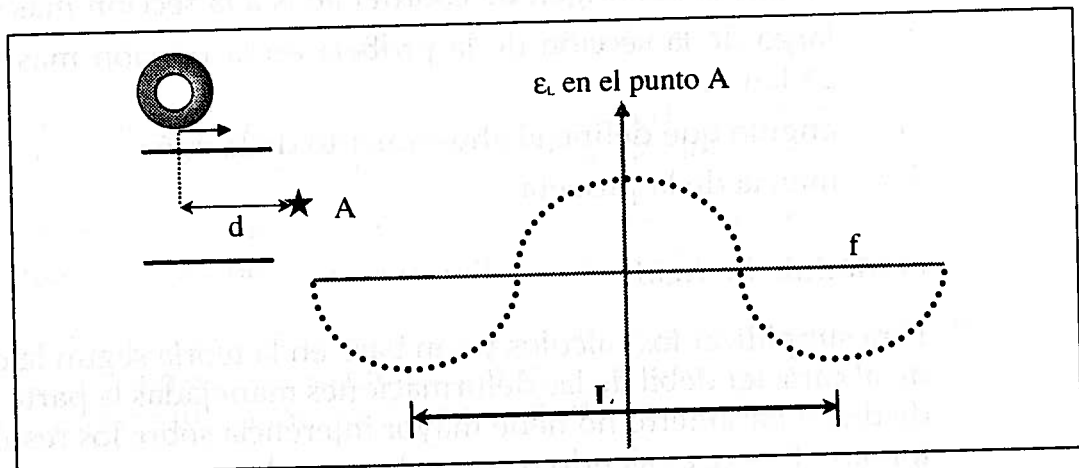


Figura 2.10 Selección de la frecuencia.

Los cálculos se efectúan para 10 Hz, el cual corresponde a un módulo 7.000 MPa.

Tabla 2.1

Valores de la frecuencia y del período dependiendo de la velocidad del vehículo y del tipo de revestimiento

Velocidad del vehículo Tipo de revestimiento	10 m/s	25 m/s
Delgado	T = 0,05 s	T = 0,02 s
L = 0,50 m	f = 20 Hz	f = 50 Hz
Grueso	T = 0,25 s	T = 0,08 s
L = 2m	f = 5 Hz	f = 12,5 Hz

Donde  $L$  es la longitud de onda.

Tabla 2.2

Valores del módulo dependiendo de la frecuencia para una grava bitumen tipo III a 15 °C

Frecuencia ( Hz )	5 Hz	20 Hz	80 Hz
Módulo ( MPa )	6.000	8.000	10.000

## Ensayos de fatiga

Estos ensayos se realizan en tracción por flexión sobre probetas trapezoidales empotradas en la base, repitiendo un nivel de esfuerzo o de deformación hasta la ruptura. La temperatura del ensayo es de 10 °C y la frecuencia de 25 Hz, según norma NF P 98-261-1.

Existen dos clases de ensayos:

### 1. A esfuerzo constante

El ensayo puede efectuarse ejerciendo en la cabeza de la probeta un esfuerzo  $F_0$  que se mantiene constante durante la totalidad de éste. En este caso y teniendo en cuenta el daño de la probeta, el desplazamiento de la cabeza de la misma crece constantemente durante el ensayo.

### 2. A deformación constante

El ensayo de fatiga, efectuado a deformación constante, es menos disperso que el ensayo hecho a esfuerzo constante. La desviación estándar sobre el logaritmo del número de ciclos para un nivel de sollicitación de  $10^6$  ciclos es de uno para un ensayo realizado a esfuerzo constante (como para gravas tratadas con ligantes).

Los ensayos de fatiga se efectúan generalmente a deformación  $\epsilon$  constante. La curva de fatiga es lineal en la escala logarítmica.  $\log(\epsilon)$  es función lineal del logaritmo del número de ciclos.

$$\epsilon = AN^{-b} \quad 1/b \text{ pendiente de la curva} \approx 5 \text{ para asfálticos.}$$

Para niveles de sollicitación idénticos, el ensayo con esfuerzo constante es más severo que el ensayo de deformación constante, es decir, que la ruptura de la probeta se produce primero.

En el segundo caso, la ruptura no se observa realmente al final del ensayo, pero se define una ruptura convencional cuando el desplazamiento en la cabeza de la probeta tiene un valor del doble de lo establecido al comienzo del ensayo.

## Influencia de la temperatura

Las propiedades de los materiales bituminosos están muy ligadas a la temperatura.

Los ensayos más corrientes se efectúan a 10 °C, pero pueden hacerse a otras temperaturas. En estos estudios se muestra que la deformación  $\epsilon_0$ , que conduce a la ruptura a  $N = 10^6$  ciclos, está ligada efectivamente a la temperatura.

La función  $\epsilon_t(\theta)$  es en general una función creciente, que a partir de  $0^\circ$  se nota que sobre una escala de temperatura  $\epsilon_t(\theta)\sqrt{E(\theta)}$  permanece constante.

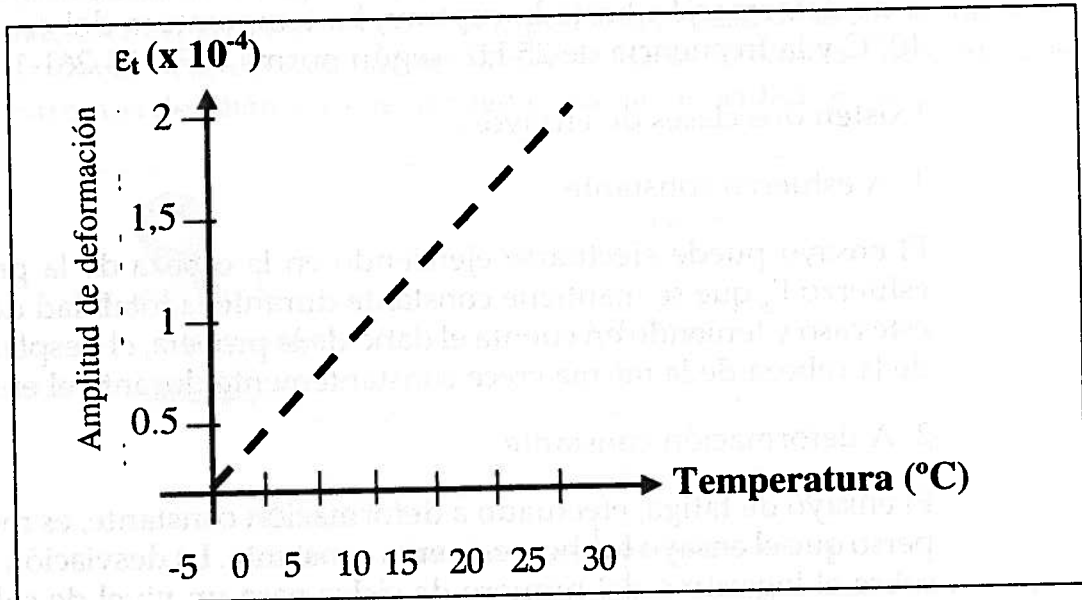


Figura 2.11 Deformaciones admisibles a  $N = 10^6$  ciclos en función de la temperatura.

### Ensayos de tracción directa

El ensayo de fatiga no es el único de tipo mecánico que se efectúa sobre materiales asfálticos.

Los ensayos convencionales de compresión simple o de compresión diametral (ensayo brasileño) son también útiles, pero a diferencia de lo que se comprueba para materiales tratados con ligantes hidráulicos, estos ensayos no permiten obtener una ley de fatiga para tales materiales.

El ensayo de tracción directa consiste en imponer un desplazamiento  $\epsilon$  a la probeta que se va a estudiar, asociando al ensayo tres velocidades de deformación y tres temperaturas, lo que permite una estimación de la deformación  $\epsilon_6$  a  $10^6$  ciclos y a  $10^\circ\text{C}$ .

El valor del módulo a  $30^\circ\text{C}$  permite hacerse una idea de la susceptibilidad del material al ahuellamiento. Este ensayo es interesante, ya que gracias a él se puede obtener rápidamente información sobre el comportamiento en fatiga de materiales extraídos de la calzada, a condición de que su espesor sea superior a 8 cm.

**Tabla 2.3**  
Valores del módulo y  $\epsilon_0$ , dependiendo de la estructura

10 <sup>6</sup> ciclos		
Concreto bituminoso	E = 6.000 MPa	$\epsilon_0 = 160 \times 10^{-6}$
Grava bituminosa	E = 8.000 MPa	$\epsilon_0 = 120 \times 10^{-6}$

La curva de fatiga tiene una pendiente igual a cinco, es decir, que por  $10^N$  la deformación a la ruptura está dada por:

$$\epsilon_r = \epsilon_0 \left( \frac{NE}{10^6} \right)^{-0,2}$$

# **CAPÍTULO 3**

## ***Dimensionamiento de pavimentos***

## MODELOS DE LA MECÁNICA DE CALZADAS

### Modelo de Boussinesq

La presión ejercida por un neumático ( $q_0$ ) es del orden de 0,2 a 0,7 MPa, el cual es un valor elevado para que lo soporte el suelo natural; por tal razón la calzada debe repartir esta presión para llevarla a un nivel tolerable a través de modelos que trabajan las siguientes hipótesis:

1. La carga aplicada a la calzada se esquematiza por una presión  $q_0$  sobre un círculo de radio  $a$  (figura 3.1).
2. El suelo soporte se supone elástico con módulo de Young  $E_2$ , relación de Poisson  $\nu_2$ . Este suelo sólo puede resistir, sin deformarse exageradamente, un esfuerzo vertical admisible  $(\sigma_z)_{ad}$ , inferior a la presión  $q_0$  (figura 3.1).

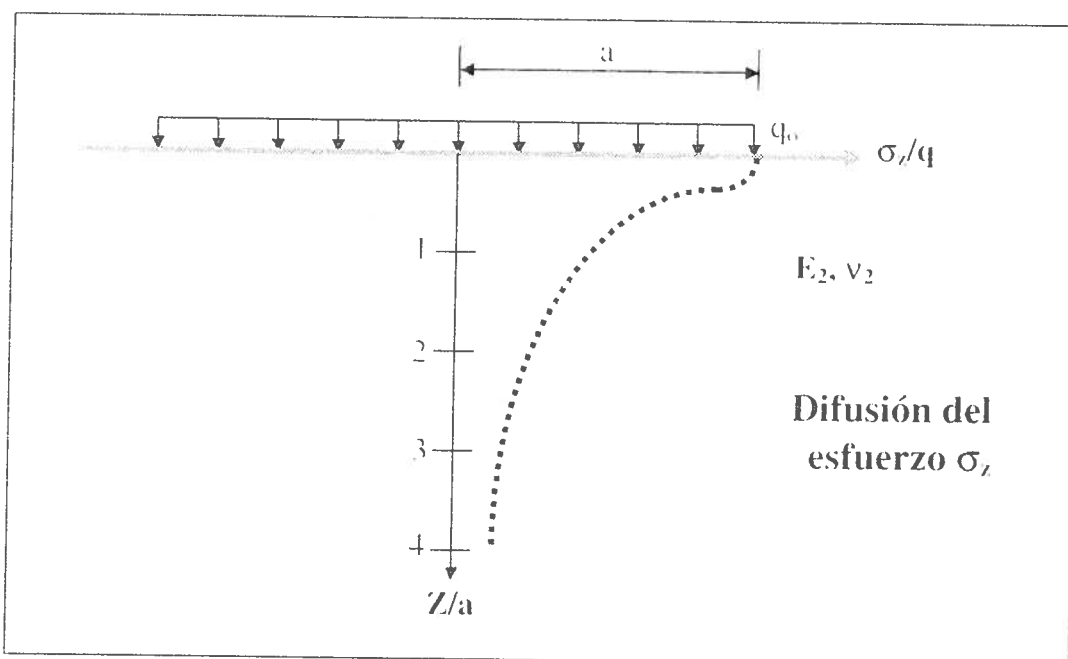


Figura 3.1 Difusión del esfuerzo vertical  $\sigma_z$ .

3. Se busca que a una profundidad  $H$  del suelo la presión vertical esté suficientemente difusa para no sobrepasar el esfuerzo vertical admisible ( $s_z$ )<sub>ad</sub>. Boussinesq resolvió este problema al proponer que a una profundidad  $z$  el esfuerzo vertical  $s_z$  es igual a:

$$\sigma_z = q_o \left[ 1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{z^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (1)$$

• **Ejemplo**

Si se supone que a nivel del suelo soporte el esfuerzo vertical admisible ( $\sigma_z$ )<sub>ad</sub> es igual a  $q_o/10$ , el espesor  $H$  está dado por  $\sigma_z/q_o = 0,1$ .

$$\sigma_z = q_o \left[ 1 - \frac{\left(\frac{H}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{q_o}{10} = q_o \left[ 1 - \frac{\left(\frac{H}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{1}{10} = \left[ 1 - \frac{\left(\frac{H}{a}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{a^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{H}{a} = 1 \quad \frac{H^2}{a^2} = \frac{1}{10}$$

$$\frac{H}{a} = 0.9 \quad \frac{H^2}{a^2} = 0.81$$

$$\frac{H}{a} = 3.7$$

A partir de esta hipótesis de Boussinesq, se concluye que:

- $\sigma_z$  es proporcional a  $q_0$  e independiente del módulo  $E_2$  del masivo.
- El espesor  $H$  de la calzada es proporcional al radio del círculo de carga.
- Si el esfuerzo admisible  $\sigma_z$  sobre el masivo es muy pequeño comparado con la presión aplicada  $q_0$ , se conduce a adoptar espesores muy altos.

4. Se puede asimilar el valor de  $H$  al espesor de la calzada asimilando  $H'$  a  $H$  o  $E_1$  a  $E_2$ .

El módulo  $E_1$  del cuerpo granular de la capa será superior al módulo  $E_2$  del suelo soporte, por lo que el espesor  $H'$  que se debe dar a la calzada será:

$$H' = f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \times H \quad \text{o} \quad f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \geq 1 \quad (2)$$

La determinación de la función  $f$  supone la utilización de modelos de bicapas (Burmister).

El valor del módulo de Young de la capa granular es aproximadamente de dos a cuatro veces el valor del módulo de Young del suelo soporte ( $E_1 = 2$  a  $4 E_2$ ).

## Modelos bicapas

Cuando el esfuerzo vertical sobre el suelo soporte está limitado por un valor muy pequeño ( $1/10$  o  $1/20$  de  $q_0$ ), es muy costoso realizar la repartición de presiones por intermedio de un cuerpo granular, debido a que el espesor  $H$  sería muy alto; para disminuir este espesor es conveniente aumentar el soporte entre la capa de la calzada  $E_1$  y el suelo soporte  $E_2$ . Este resultado se puede obtener con la ayuda de un ligante hidráulico (cemento, cenizas, escoria) o hidrocarbonado.

Si por ejemplo el módulo  $E_1$  de la capa de arriba es elevado (20.000 MPa), se puede obtener una presión baja sobre el suelo soporte, sin que el espesor de la calzada sea importante. Este espesor no podrá ser muy pequeño, ya que al aumentar el módulo de la capa se modifica su comportamiento mecánico, las capas de la calzada se deforman bajo la carga aplicada, deformación que está acompañada por esfuerzos de tracción por flexión en la base de la calzada.

Por consiguiente, en el dimensionamiento de la calzada se deben verificar dos criterios que condicionan su comportamiento en el tiempo:

- El esfuerzo vertical sobre el suelo soporte debe ser inferior a un valor límite que es función de la naturaleza del mismo y del número de cargas (ciclos) aplicadas.
- El esfuerzo de tracción por flexión en la base de la capa de la calzada debe ser inferior, igualmente, a un valor límite que es función de la naturaleza del material de la calzada y del número de ciclos de carga.

En materiales tratados con ligantes hidráulicos, el primer criterio de dimensionamiento se satisface si el segundo es satisfecho.

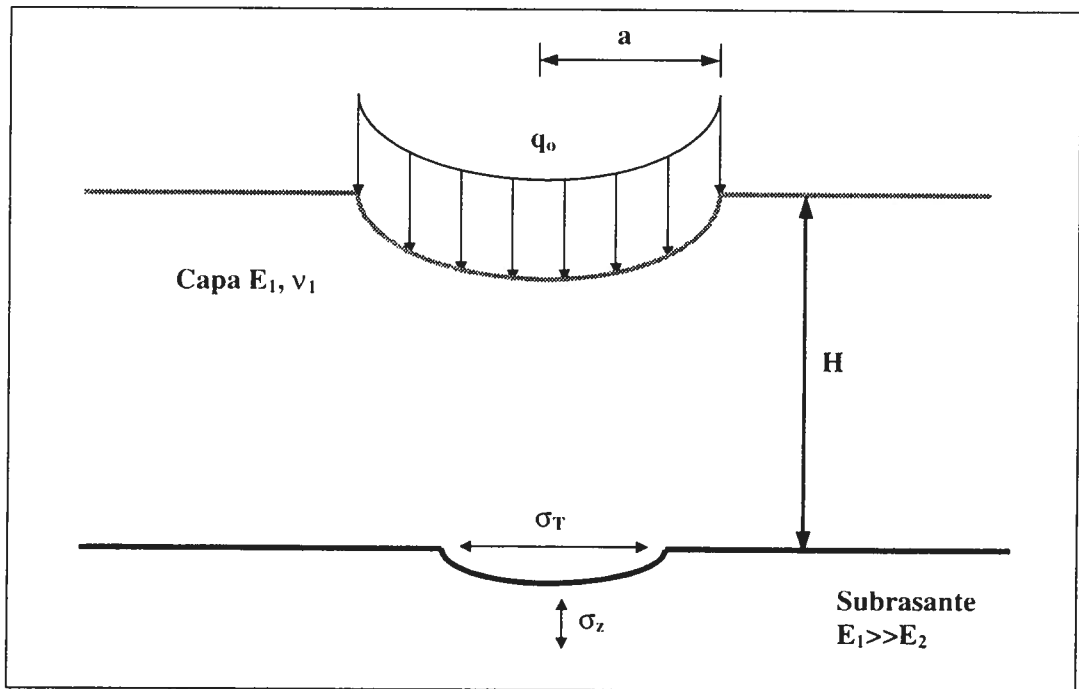


Figura 3.2 Modelo bicapas.

$$s_z \mathcal{E} (s_z)ad \quad (3)$$

$$s_T \mathcal{E} (s_T)ad \quad (4)$$

### Modelo de Hogg

Dado que es difícil de obtener la solución de las ecuaciones de elasticidad, los problemas de flexión adoptan ciertas hipótesis simplificadas (hipótesis de Navier sobre capas delgadas), lo que lleva a suponer lo siguiente en la capa de la calzada:

- El plano medio se confunde con la fibra neutra.
- Las secciones planas permanecen inalterables durante la deformación.
- Los esfuerzos normales que siguen una deformación transversal pueden despreciarse.

Los desplazamientos verticales  $w$  de la fibra neutra de la placa satisfacen la ecuación de Lagrange para placas delgadas.

$$D * \Delta^2 w = p \text{ con } D = \frac{E_1 H^3}{12(1 - \nu_1^2)} \quad (5)$$

$D$  = rigidez de la placa.

$w$  = desplazamiento vertical de la fibra neutra .

$p$  = suma de presiones verticales  $p = \sigma_z - q_0$  o  $p = \sigma_z$  en el exterior del círculo.

$\Delta^2$  = doble laplaciano.

$$\Delta^2 = \left( \frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \right) \text{ en coordenadas polares.} \quad (6)$$

El modelo de Hogg se esquematiza en la figura 3.3. La calzada está representada por una capa apoyada sobre un masivo infinito del tipo Boussinesq ( $E_2, \nu_2$ ), donde no se detalla el método para la solución del problema matemático, el cual tiene dos incógnitas: el desplazamiento vertical de la placa y el esfuerzo vertical  $\sigma_z$  sobre el masivo. La ecuación de Lagrange relaciona dichas incógnitas, y una segunda relación asimila los desplazamientos verticales del masivo, que están relacionados justamente con el esfuerzo sobre el masivo por las fórmulas de Boussinesq, examinadas con anterioridad.

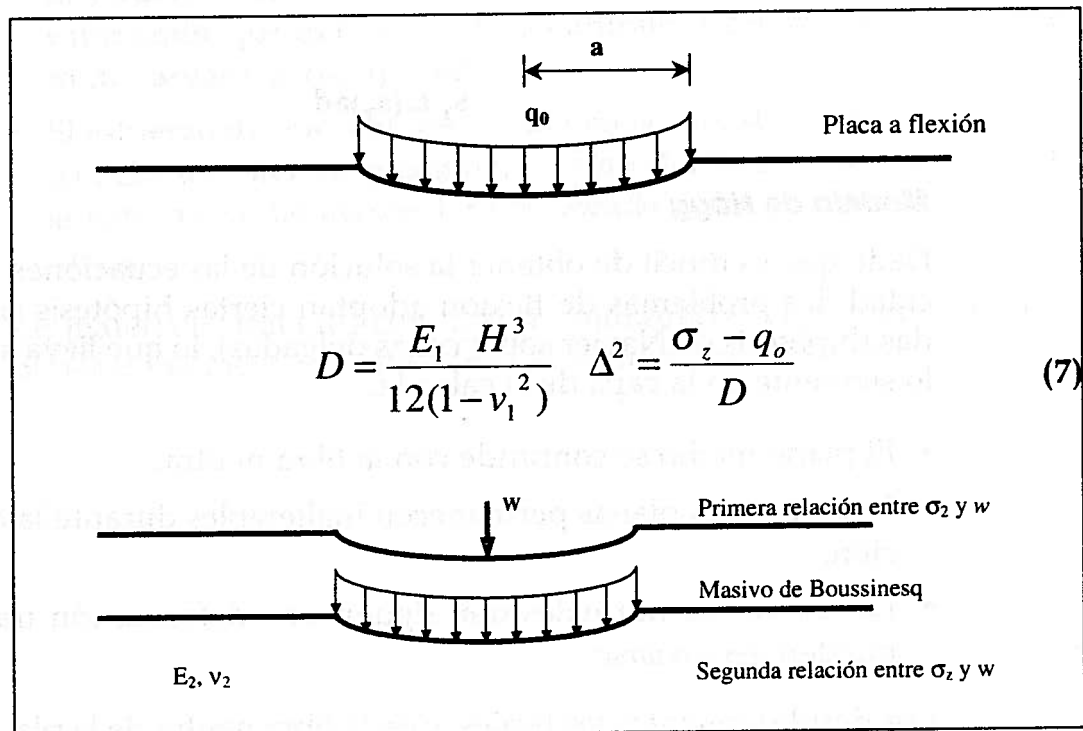


Figura 3.3 Modelo de Hogg.

Los momentos de flexión de la placa (y los esfuerzos de tracción  $\sigma_T$  en la placa) se deducen de los desplazamientos verticales  $w$  de las fórmulas usuales de placas.

Suponiendo que las capas se deslizan perfectamente sobre su soporte, se tiene que el esfuerzo sobre la base de la placa (para  $\nu_1 = \nu_2 = \nu$ ) es:

$$\sigma_r = \frac{1+\nu}{2} q_0 \frac{H E_1}{a E_2} \int_0^\infty \frac{x J_1(x)}{1 + \frac{1 H^3 E_1}{6 a^3 E_2} x^3} dx \quad (8)$$

$J_1(x)$  función de Bessel de primera especie

$$\sigma_r = \frac{1}{H^2} \left( \frac{1+\nu}{2} \right) q_0 a^2 F \left( \frac{E_1 H^3}{E_2 a^3} \right) \quad (9)$$

introduciendo  $p = p q_0 a$

$$\sigma_r = \frac{P}{H^2} \left( \frac{1+\nu}{2\pi} \right) F \left( \frac{E_1 H^3}{E_2 a^3} \right) \quad (10)$$

Donde:

$\left( \frac{E_1 H^3}{E_2 a^3} \right)$  = es la rigidez de la placa respecto al soporte.

$\frac{P}{H^2}$  = es el esfuerzo en la base de la placa.

Es importante si el valor de  $\frac{E_1}{E_2}$  es elevado.

### **Modelo de Westergaard**

Partiendo del principio de la hipótesis de un masivo de Boussinesq para el soporte de la calzada, se obtiene una hipótesis simplificatoria.

Westergaard aporta otra variable que facilita los cálculos: el suelo soporte se asimila a una serie de resortes, para los cuales el desplazamiento vertical  $w$  es proporcional a la presión vertical  $v$  en ese punto. Sea  $v = k * w$ .

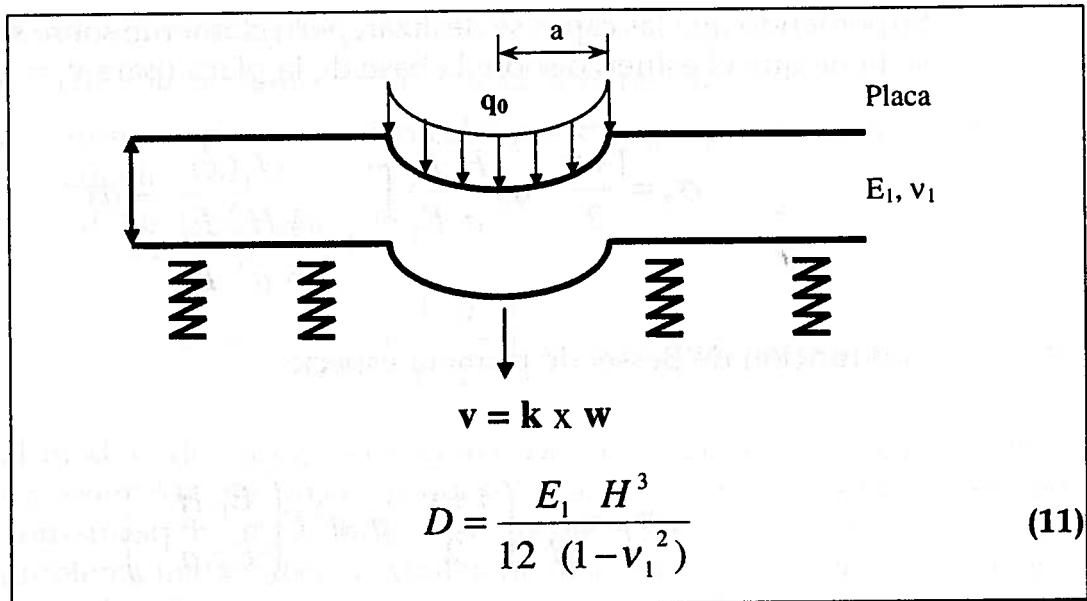


Figura 3.4 Modelo de Westergaard.

Donde:

$v$  = esfuerzo vertical sobre el masivo.

$k$  = módulo de reacción del suelo soporte.

$w$  = desplazamiento vertical de la placa.

Teniendó en cuenta los valores de  $q(x)$

$$q(x) = q_0 \quad \text{si } x \leq \frac{a}{\ell}$$

$$q(x) = 0 \quad \text{si } x > \frac{a}{\ell}$$

$$(m^4 + 1)w^*(m) = \frac{q_0 a}{k \ell} J_1\left(m \frac{a}{\ell}\right)$$

$$w^*(m) = \frac{q_0 a}{k \ell} J_1\left(m \frac{a}{\ell}\right) \frac{1}{(m^4 + 1)} \quad (12)$$

$$w(x) = \frac{q_0 a}{k \ell} \int_0^{+\infty} \frac{m}{(m^4 + 1)} J_1\left(m \frac{a}{\ell}\right) J_0(mx) dm$$

Los momentos de flexión y los esfuerzos se deducen mediante operaciones de derivación (los momentos están ligados a las curvaturas  $w''$  y  $w'$ ).

En este ejemplo se muestra el interés de utilizar las transformadas de Henkel para todos los problemas en que interviene un laplaciano. Al tomar el doble laplaciano, se multiplica por  $m^4$ : así se obtendrían las funciones transformadas de desplazamientos y de esfuerzos. Aunque esta transformación no es sencilla, permite:

- Resolver los problemas de cargas de borde en placas de concreto.
- El cambio de la variable  $r = \ell x$  hace que aparezca una variable fundamental del comportamiento de materiales tratados con ligantes hidráulicos.

$$\ell = \sqrt[3]{\frac{E_1 H^3}{12(1-\nu_1^2) K}} \tag{13}$$

el esfuerzo de tracción

$$\sigma_r = \frac{P}{H^2} C\left(\frac{\ell}{a}\right) \quad C = \text{función creciente de } \ell \text{ para una carga circular}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{H^2} \left(\frac{1+\nu}{2\pi}\right) F\left(\frac{E_1 H^3}{E_2 a^3}\right) \tag{14}$$

La ecuación de Lagrange para placas delgadas es:

$\Delta^2 w = \frac{P(r)}{D}$   $P$  es la suma de los esfuerzos de flexión a una distribución  $r$  del centro de la placa.

$$\Delta^2 = \left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr}\right) \quad \begin{matrix} P(r) = V(r) - q_0 \\ P(r) = 0 \text{ en el exterior} \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} q(r) = q_0 & \text{si } r \leq a \\ q(r) = 0 & \text{si } r > a \end{matrix} \quad \Delta^2 w(r) = \frac{V(r) - q(r)}{D} \tag{15}$$

$$D = \frac{E_1 H^3}{12(1 - \nu_1^2)}$$

$$v(r) = w(r)$$

$$\Delta^2 w(r) + \frac{k}{D} w(r) = \frac{q(r)}{D} \quad \text{Ecuación diferencial de cuarto orden en } w(r)$$

$$\text{se reemplaza } r \text{ por } \ell, \text{ donde } \ell = \sqrt[4]{\frac{D}{K}} = \sqrt[4]{\frac{E_1 H^3}{12(1 - \nu_1^2)K}} \quad (16)$$

$\ell$  tiene unidades de longitud y es el radio de rigidez de la calzada.

$$\Delta^2 w(x) + kw(x) = \frac{q(x)}{k}$$

Se hace la transformación de Henkel

$$w(x) \rightarrow w^*(m) = \int_0^{\infty} x J_0(mx) w(x) dx$$

$$w^*(m) \rightarrow w(x) = \int_0^{\infty} m J_0(mx) w^*(m) dm \quad \text{transformación inversa}$$

$$m^2 w^*(m) \text{ corresponde a } w(x)$$

$$\Delta^2 w \text{ corresponde a } m^4 w^*(m)$$

$$q^* = \int_0^{\infty} x J_0(mx) q^*(x) dx = q_0 \frac{a}{\ell} J_1\left(m \frac{a}{\ell}\right) \quad (17)$$

### Modelos multicapas (Burmister, 1943)

Los modelos bicapas son interesantes, ya que permiten determinar las grandes tendencias de variación (importancia del espesor, relación del módulo entre capas, radio de carga). Los modelos de  $n$  capas facilitan la esquematización de las estructuras. Una estructura tradicional se representa mejor mediante un esquema tricapa (suelo, cuerpo granular y capa asfáltica).

Para el análisis de refuerzo en vías se emplean tres capas: una para la antigua calzada y dos para el refuerzo.

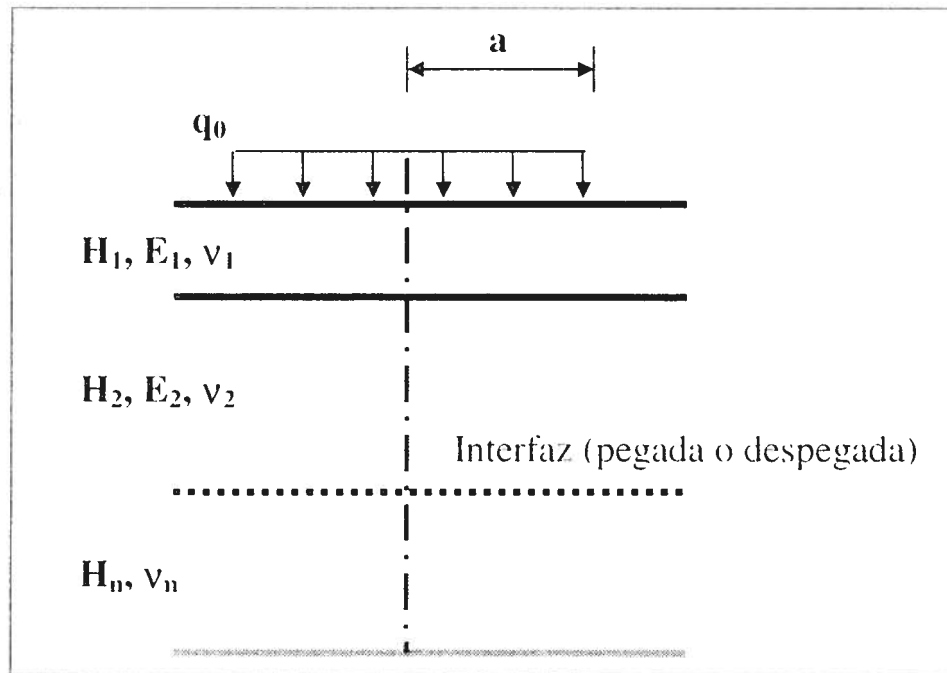


Figura 3.5 Modelo multicapas.

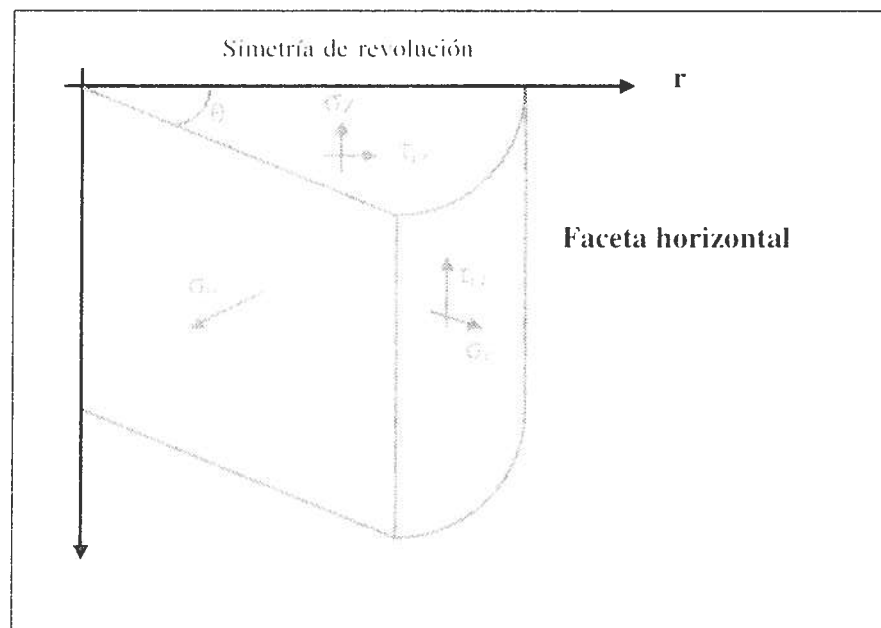


Figura 3.6 Simetría de revolución. Faceta horizontal.

En este modelo se trabajan las siguientes hipótesis:

- Todas las capas se tratan como sólidos elásticos (evitándose así la teoría de placas).
- Las interfaces entre las capas pueden escogerse como pegadas o despegadas, y se pueden analizar tanto unas como otras.
- Se puede aplicar el caso de cargas múltiples (ejes simples, tándem y trídem).

La principal limitante es que el modelo no permite calcular los efectos de borde (en el borde de una fisura o de la calzada). Sin embargo, los bordes están lo suficientemente alejados de la banda de circulación, excepto en el caso de las placas en concreto.

### **Solución en coordenadas cilíndricas**

La solución de un problema de elasticidad en coordenadas cilíndricas se reduce a la búsqueda de funciones de tensión o de Love. La función de tensión ( $\varphi(r,z)$ ) tiene el doble laplaciano igual a cero ( $\Delta^2 \varphi(r,z) = 0$ ), que es una función biarmónica

$$\Delta^2 \varphi(r, z) = 0 \quad \Delta^2 = \left( \frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} + \frac{d^2}{dz^2} \right) \quad (18)$$

La solución depende de cuatro constantes que se determinan a partir de las condiciones de frontera. Los esfuerzos ( $\sigma_r, \sigma_z, \sigma_\theta, \sigma_{rz}$ ) y los desplazamientos ( $u$  según  $r$  y  $w$  según  $z$ ) se relacionan a partir de las funciones  $\varphi(r,z)$  y de sus derivadas, repartidas en  $r$  y  $z$ .

Si  $\varphi(r,z)$  es tal que  $\Delta^2 \varphi(r,z) = 0$ , se tienen los siguientes esfuerzos:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{\partial}{\partial z} \left[ (2-\nu)\Delta\varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] \\ \sigma_r &= \frac{\partial}{\partial z} \left[ \nu\Delta\varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial R^2} \right] \\ \sigma_\theta &= \frac{\partial}{\partial z} \left[ \nu\Delta\varphi - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r} \right] \\ \tau_{rz} &= \frac{\partial}{\partial r} \left[ (1-\nu)\Delta\varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] \end{aligned} \quad (19)$$

Desplazamiento:

$$\text{Radial } u = -\frac{1+\nu \partial^2 \varphi}{E \partial r \partial z} \tag{20}$$

$$\text{Vertical } w = \frac{1+\nu}{E} \left( (1-2\nu) \Delta \varphi + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \varphi}{dr^2} \right) \tag{21}$$

*Transformación de Henkel*

En el caso de estructuras compuestas de *n* capas con características elásticas diferentes, se buscarán *n* funciones definidas para cada una de las capas. Para un  $\Delta^2 \varphi_i(r,z) = 0$  y para las condiciones en el límite (interfaces superior e inferior de la capa), se tiene que:

$$f(r, z) \rightarrow f^*(m, z) = \int_0^{\infty} r J_0(mr) f(r, z) dr$$

La transformación inversa

$$f^*(m, z) \rightarrow f(r, z) = \int_0^{\infty} m J_0(mr) f^*(m, z) dm \tag{22}$$

Se notará que:  $\varphi_i^*(m,z)$  la transformada de  $\varphi_i(r,z)$

$\sigma_i^*(m,z)$  la transformada de  $\sigma_i(r,z)$  esfuerzo

$w_i^*(m,z)$  la transformada de *w* desplazamiento

Entonces:

$$\left( \frac{d^2}{dz^2} - m^2 \right)^2 \varphi_i(m, z) = 0$$

La solución de las ecuaciones

$$\varphi_i(m, z) = y_i(m) \left[ (A_i(m) + zB_i(m))e^{mz} - (B_i(m) + zD_i(m))e^{-mz} \right] \tag{23}$$

Las cuatro variables desconocidas se determinan a partir de cuatro condiciones en el límite: dos condiciones de frontera para la superficie (el radio de carga y la presión de contacto) y dos para la subrasante, donde el espesor y el ancho se consideran como infinitos. Para  $(n - 1)$  interfaces se tienen cuatro  $(n - 1)$  condiciones.

## APLICACIÓN DE LOS MODELOS DE CÁLCULO

A lo largo de este subcapítulo se describen de manera precisa los modelos que pueden adoptarse para representar adecuadamente el funcionamiento de los diferentes tipos de estructuras de pavimento. Se destacan los modelos desarrollados en el curso *Mécanique des chaussées*, del ingeniero Jean-Pierre Marchand, que el autor tomó en su formación doctoral en Francia, entre los que están:

- Estructuras tradicionales.
- Estructuras en gravas hidráulicas y en gravas bituminosas.
- Estructuras mixtas.
- Estructuras de concreto.
- Estructuras de refuerzo de calzadas flexibles.

### Estructuras tradicionales

Las estructuras tradicionales son aquellas comprendidas por:

- Una cubierta bituminosa relativamente delgada.
- Una o muchas capas de gravas no tratadas.

Las estructuras antiguas, que conforman la mayor parte de los pavimentos, se asemejan mucho a este tipo de estructuras. En Francia, para esta clase de estructuras, se comprobó que:

- Éstas soportan el paso de más de 300 vehículos pesados al día.
- El espesor del pavimento se encontraba en el 40% de los casos entre 40 y 60 cm.
- El perfil del pavimento estaba deformado en un 65% de los casos y la capa de rodadura en el 60%, a pesar de que esta última no tuviera más de cinco años.
- La deflexión promedio del pavimento reforzado era de 70/100 mm y pasaba de 200/100 mm en el 20% de los casos, bajo un eje de 13 ton.

- El módulo del cuerpo granular de la calzada dependía del suelo soporte y era aproximadamente igual a  $E_2/E_3 \cong 2 \text{ o } 4$ .
- El módulo de la carpeta asfáltica era del orden de 2.000 MPa.

#### *Esquematzación de las estructuras tradicionales y su funcionamiento*

La estructura del pavimento puede esquematizarse simplemente mediante un modelo tricapa (suelo-soporte, cuerpo granular, capa de rodadura), pero si la capa de rodadura es muy delgada se puede hacer una modelación bicapa (suelo-soporte y cuerpo granular), más fácil y práctica de utilizar.

El módulo  $E_2$  de la capa de grava no tratada se define en relación con el módulo  $E_3$  del suelo soporte, donde esta capa no soporta esfuerzos de tracción, sino de compresión.

#### *Casos simples de solución numérica manual*

El dimensionamiento de una calzada por un método racional conduce a determinar espesores diferentes a partir del conocimiento de los módulos del suelo, o de la antigua calzada si se trata de un refuerzo.

Bajo este supuesto se utilizan modelos matemáticos elaborados que se esquematizan a continuación:

- La estructura sobre la base del número de capas, sus espesores y el tipo de la interfaz.
- Los materiales por su comportamiento mecánico ( $E, \nu$ ) y la ley de fatiga.
- El tráfico por una carga unitaria de referencia.

Estos modelos calculan los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos en diferentes niveles del espesor de las capas.

Puede hacerse una aproximación en calculadoras de bolsillo programables, para casos de esquematización simplificada (número de capas reducidas, eje único, interfaces idénticas), las cuales permiten disponer de valores más o menos aproximados.

A continuación se presentan varias de las fórmulas analíticas, útiles para calcular los desplazamientos y esfuerzos en una calzada sometida a una carga circular o elíptica. El objetivo no es reducir el dimensionamiento de las calzadas a la utilización de fórmulas de cálculo (esto sería un error de interpretación), pero sí constituye un elemento práctico para el cálculo simplificado de calzadas, sustentado debidamente en la teoría de la elasticidad.

## Determinación de esfuerzos y deformaciones

### Nomenclatura:

- a = radio de la carga de la huella circular o semieje en la dirección  $x$  de la carga de huella elíptica.
- b = semieje en la dirección  $y$  de la carga de huella elíptica.
- d = separación entre centros de semieje.
- f = frecuencia de carga.
- h = espesor de la placa.
- $h_i$  = espesor de la capa  $n$ .
- k = módulo de reacción del suelo.
- l = radio de rigidez de la placa.
- n = número de capas.
- q = presión de la carga.
- t = tiempo de carga.
- v = porcentaje de vacíos.
- w = desplazamiento vertical.
- $w_0$  = deflexión de la superficie.
- $w_s$  = desplazamiento del suelo.
- $x, y, z$  = coordenadas cartesianas de un punto.
- $C_v$  = concentración volumétrica de una mezcla bituminosa.
- $C'_v$  = concentración volumétrica corregida de una mezcla bituminosa.
- E = módulo de Young de la placa.
- $E_i$  = módulo de Young de capa  $i$ .
- $E_s$  = módulo de Young de un masivo semiinfinito.
- IP = índice de penetración.
- N = número de ciclos admisibles.
- P = peso total de la carga.
- $S_b$  = módulo de rigidez del asfalto.
- $S_m$  = módulo de la mezcla asfáltica.
- T = temperatura.

- $V_b$  = volumen de asfalto.  
 $V_g$  = volumen de granulares.  
 $\ln$  = logaritmo neperiano.  
 $\lg$  = logaritmo de base 10.  
 $\varepsilon_T$  = deformación de tracción en la capa bituminosa.  
 $\varepsilon_T$  = deformación de tracción admisible en la capa bituminosa.  
 $\varepsilon_z$  = deformación vertical del suelo.  
 $\varepsilon_z$  = deformación vertical admisible en el suelo.  
 $\nu$  = coeficiente de Poisson.  
 $\sigma_c$  = esfuerzo de tracción en la esquina de la placa.  
 $\sigma_e$  = esfuerzo de tracción en el borde de la placa.  
 $\sigma_r$  = esfuerzo radial de tracción.  
 $\sigma_x$  = esfuerzo de tracción según  $x$  en el centro de la placa.  
 $\sigma_y$  = esfuerzo de tracción según  $y$  en el centro de la placa.  
 $\sigma_z$  = esfuerzo vertical.  
 $\sigma_z$  = esfuerzo vertical admisible.  
 $\tau$  = cizallamiento.

### ***Caso de un masivo semiinfinito***

#### ***Modelo de Boussinesq con rueda simple***

La carga sobre el masivo semiinfinito se esquematiza mediante una presión uniforme  $q$ , aplicada sobre un área circular de radio  $a$ .

El masivo semiinfinito se supone lineal, isotrópico, elástico, con módulo de Young  $E_s$  y de coeficiente de Poisson  $\nu$ .

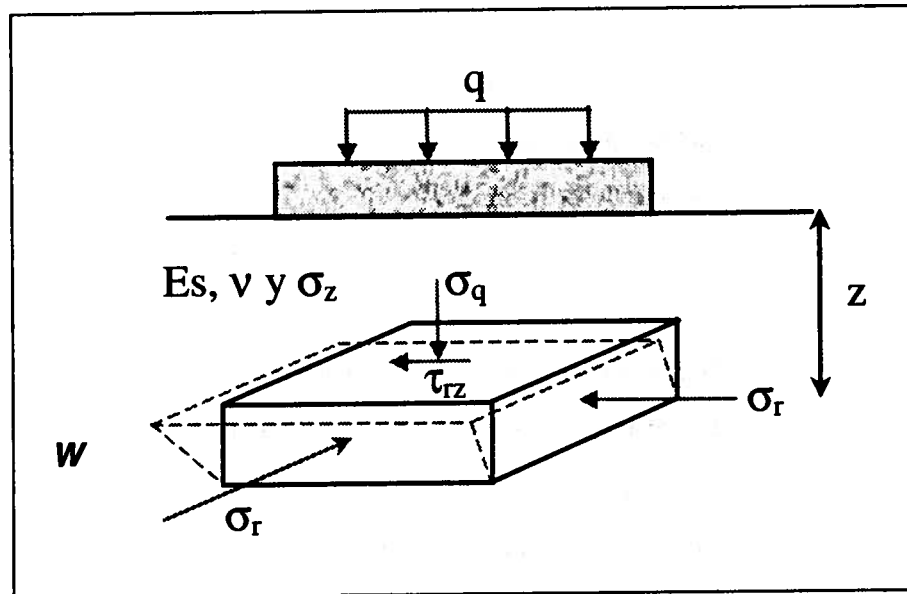


Figura 3.7 Representación de un masivo semiinfinito.

Donde:

- a) Los desplazamientos dentro del masivo a todo punto del eje de la carga a una profundidad  $z$  están dados por:

$$w = \frac{q}{E_s} \left[ 2(1 - \nu^2)(a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{(1 + \nu)z^2}{(a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + (\nu + 2\nu^2 - 1)z \right] \quad (24)$$

- b) La deflexión en el masivo semiinfinito ( $z = 0$ ) se define como

$$w_o = 2 \frac{q}{E_s} a(1 - \nu^2) \quad (25)$$

#### Modelo de Boussinesq para ejes gemelos

La carga sobre el masivo semiinfinito se esquematiza para un eje gemelo de 130 kN.

El masivo semiinfinito se supone homogéneo, lineal, isotrópico, elástico y de módulo de Young  $E_s$  y coeficiente de Poisson  $\nu = 0,25$ .

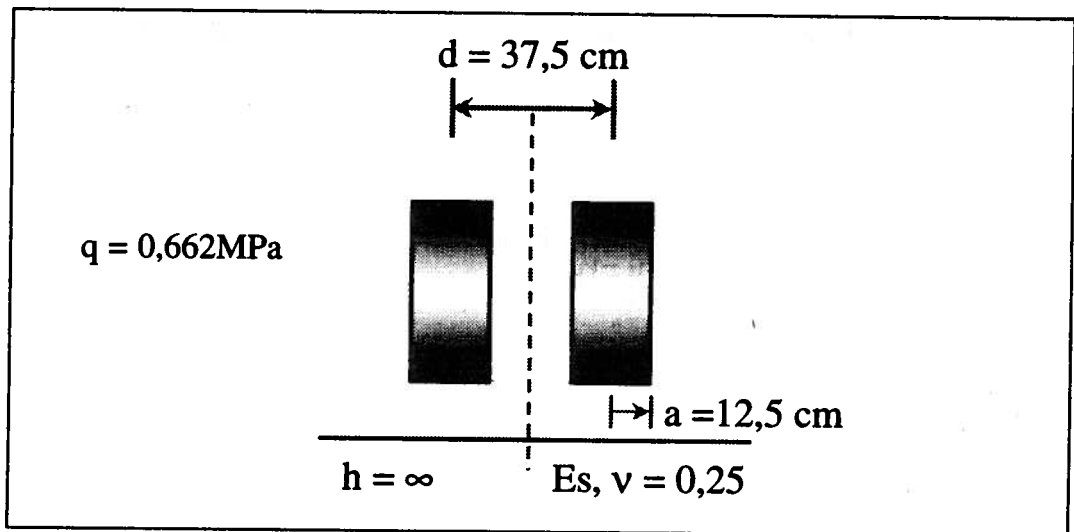


Figura 3.8 Modelo de Boussinesq para ejes gemelos.

La deflexión en el centro del eje gemelo es:

$$w_c = \frac{11.800}{E} \quad (26)$$

donde  $w_c$  está en  $10^{-2} \text{ mm}$  y  $E$  está en MPa.

### Caso de un multicapa

#### Fórmula de Palmer y Barber generalizada

La carga sobre la calzada se esquematiza por una presión unitaria  $q$ , aplicada sobre un área circular de radio  $a$ .

La calzada está compuesta por  $n - 1$  capas horizontales de espesor  $h_i$ , de módulo de Young  $E_i$  y de coeficiente de Poisson  $\nu_i$ , igual a:

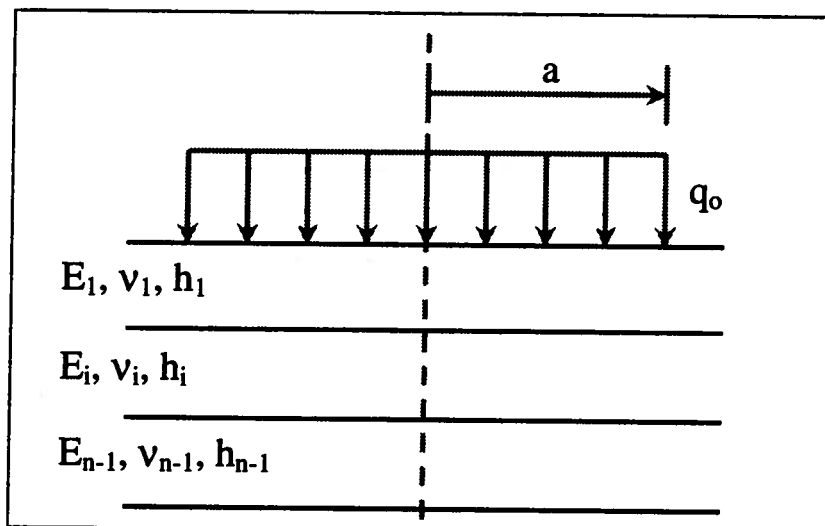


Figura 3.9 Multicapa propuesta con la fórmula de Palmer y Barber generalizada.

La deflexión en el centro de la carga está dada por:

$$w_o = \frac{2qa(1-\nu^2)}{E_n} \left[ \frac{1 - \frac{E_n}{\hat{E}}}{\left[ 1 + \left( \frac{h_1 + \dots + h_{n-1}}{a} \right)^2 \left( \frac{\hat{E}}{E_n} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{1}{2}}} + \frac{E_n}{\hat{E}} \right] \quad (27)$$

$$\hat{E} = E_1 \left[ \frac{h_1 + h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} + h_3 \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_1}} + \dots + h_{n-1} \sqrt[3]{\frac{E_{n-1}}{E_1}}}{\sum_{i=1}^{n-1} h_i} \right]^3$$

### Fórmula de Odemark

La carga sobre la calzada se esquematiza por una presión uniforme  $q$  aplicada sobre un área circular de radio  $a$ .

La calzada está compuesta por  $n - 1$  capas horizontales, de espesor  $h_i$ , módulo de Young  $E_i$  y de coeficiente de Poisson  $\nu_i$ , todos iguales a  $\nu$ , que se toma de la base en un masivo semiinfinito de características mecánicas  $E_n$  y  $\nu_i$ .

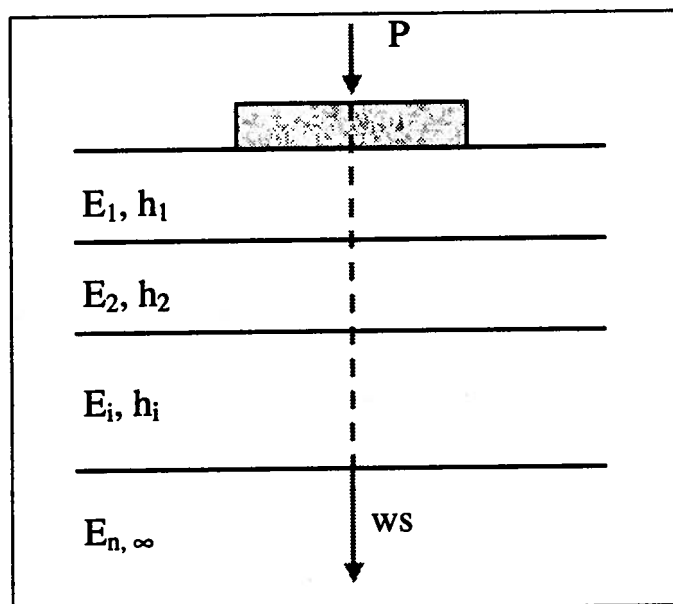


Figura 3.10 Multicapa propuesta con la fórmula de Odemark.

El desplazamiento vertical al nivel de suelo soporte y en el eje de la carga está dado por:

$$w_s = \frac{P}{2E_n h_e \sqrt{1 + \frac{a}{h_e}}}$$

donde  $P = p a^2 q$  (28)

$$h_e = 0,8 \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}}$$

#### *Fórmula de Westergaard*

La carga  $P$  se aplica sobre un área elíptica de semieje  $a$  y  $b$ , donde  $a$  está siempre paralela al lado de la placa si la carga es próxima a ella.

La calzada es una placa homogénea, isotrópica y elástica con módulo de Young  $E$  y coeficiente de Poisson  $\nu$ ; su espesor  $h$  es constante.

El suelo está en contacto con la placa constantemente y se caracteriza por el módulo de reacción  $k$ .

- Carga en el interior de la placa

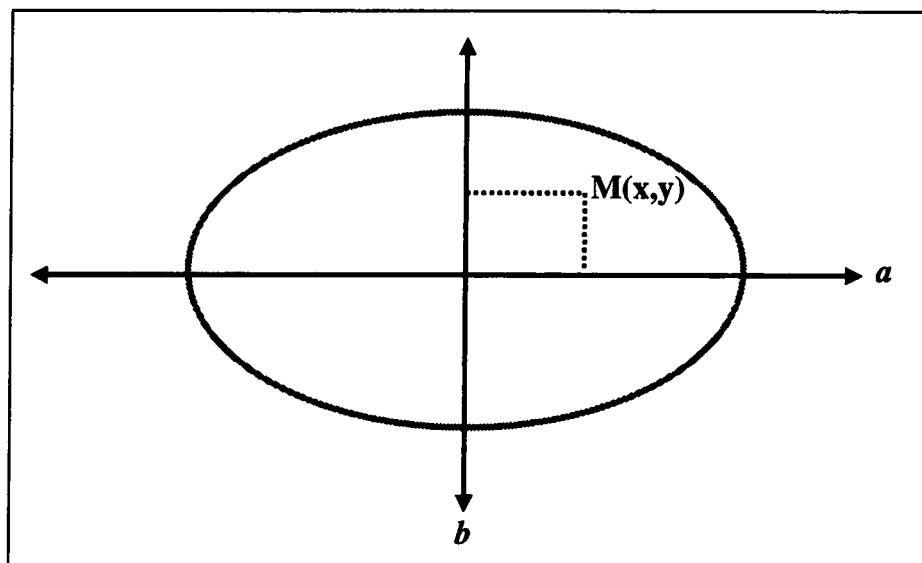


Figura 3.11 Carga en el interior de la placa.

La deflexión en un punto  $M$  de coordenadas  $(x, y)$  bajo la carga o en su proximidad está dada por:

$$w_0 = \frac{P}{8k\ell^2} \left[ 1 - \left( \frac{a^2 + b^2 + 4x^2 + 4y^2}{16\pi\ell^2} \right) \ln \left( \frac{Eh^3}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) - \left( \frac{a^2 + 4ab + b^2}{16\pi\ell^2} \right) + \left( \frac{(a-b)(x^2 - y^2)}{2\pi\ell^2(a+b)} \right) \right] \quad (29)$$

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}}$$

Donde  $w_0$  es la deflexión,  $k$  es el módulo de reacción y  $P$  el peso total de la carga.

### Casos particulares

a) En el caso particular donde la huella es circular ( $a = b$ ) y el punto  $M$  coincide con el centro del círculo ( $x = y = 0$ ), se tiene:

$$w_0 = \frac{P}{8k\ell^2} \left[ 1 - \frac{a^2}{8\pi\ell^2} \ln \left( \frac{Eh^3}{ka^4} \right) - \frac{3a^2}{8\pi\ell^2} \right] \quad (30)$$

b) Si la carga está situada en el borde de una junta:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{(y-b)^2}{b^2} = 1$$

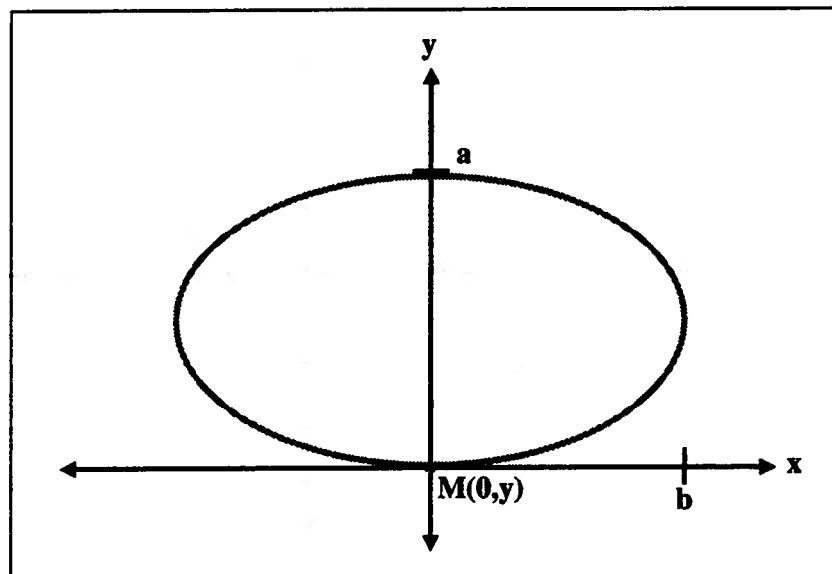


Figura 3.12 Carga en el borde de la junta.

La deflexión en un punto  $M$  de coordenadas  $(0, y)$  situado sobre el eje de simetría perpendicular al borde está dada por la fórmula:

$$w_o = \frac{P\sqrt{2+1,2\nu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[ \left( 1 - (0,76 + 0,4\nu) \frac{b}{\ell} \right) \left( 1 - (0,76 + 0,4\nu) \frac{y}{\ell} \right) \right] \quad (31)$$

c) Si la carga está repartida sobre dos placas.

El borde no transmite cargas, pero la carga está repartida en dos semielipses.

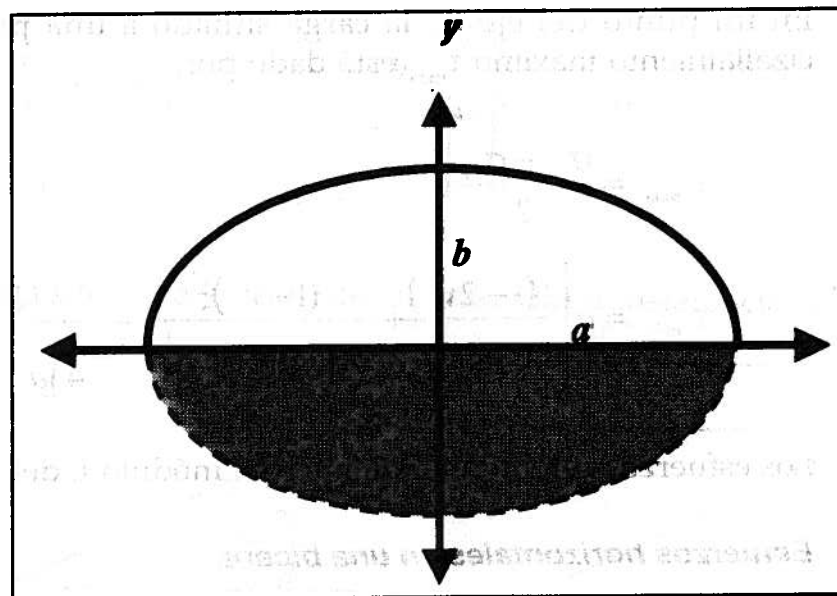


Figura 3.13 Carga repartida en dos cargas.

La deflexión en un punto  $m$  de coordenadas  $(0, y)$  situado sobre el eje de simetría perpendicular al borde se calcula mediante la fórmula:

$$w_o = \frac{P\sqrt{2+1,2\nu}}{2\sqrt{Eh^3k}} \left[ \left( 1 - (0,323 + 0,17\nu) \frac{b}{\ell} \right) \left( 1 - (0,76 + 0,4\nu) \frac{y}{\ell} \right) \right] \quad (32)$$

### Determinación de esfuerzos

En un masivo semiinfinito de Boussinesq:

#### Esfuerzo vertical

$$\sigma_z = q \left( 1 - \frac{z^3}{[a^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (33)$$

**Esfuerzo radial**

En un punto del eje de la carga situada a una profundidad  $z$ , el esfuerzo radial  $\sigma_r$  está dado por:

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left( (1+2\nu) - \frac{2(1+\nu)z}{[a^2+z^2]^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{[a^2+z^2]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (34)$$

**Cizallamiento máximo**

En un punto del eje de la carga situado a una profundidad  $z$ , el cizallamiento máximo  $\tau_{\text{máx}}$  está dado por:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}$$

$$\tau_{\text{máx}} = q \left( \frac{(1-2\nu)}{4} + \frac{(1+\nu)z}{2[a^2+z^2]^{\frac{1}{2}}} - \frac{3z^3}{4[a^2+z^2]^{\frac{3}{2}}} \right) \quad (35)$$

Los esfuerzos son independientes del módulo  $E$  del suelo.

**Esfuerzos horizontales en una bicapa****Fórmulas de Westergard**

a) Carga en el interior de la placa

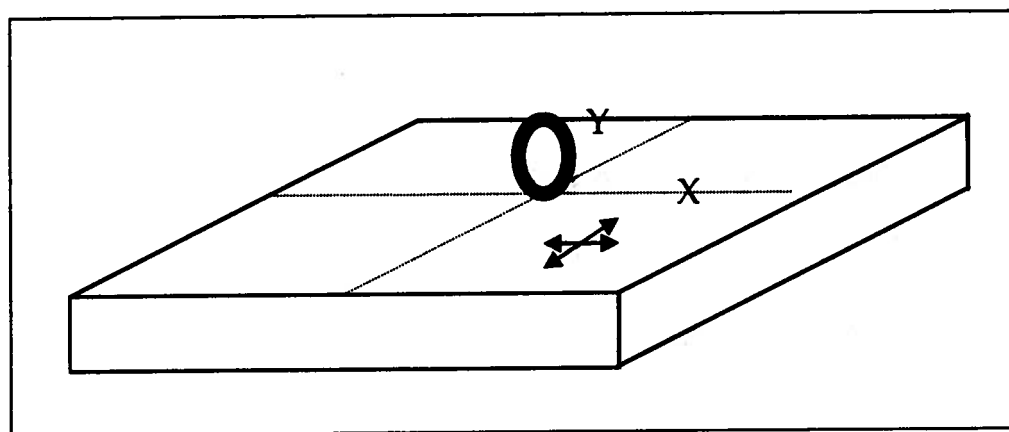


Figura 3.14 Carga en el interior de la placa.

Los valores de los esfuerzos  $\sigma_x$  y  $\sigma_y$  en la base de la placa en las direcciones  $x$  y  $y$ , y en el eje de la carga, son:

$$\sigma_x = \frac{3P}{8\pi h^2} \left[ (1+\nu) \ln \left( \frac{Eh^3}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) \mp 2(1-\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{P}{h^2} \left[ 0,275(1+\nu) \log \left( \frac{Eh^3}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) \mp 0,239(1-\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) \right] \quad (36)$$

b) Carga situada a lo largo de un borde sin transferencia de carga

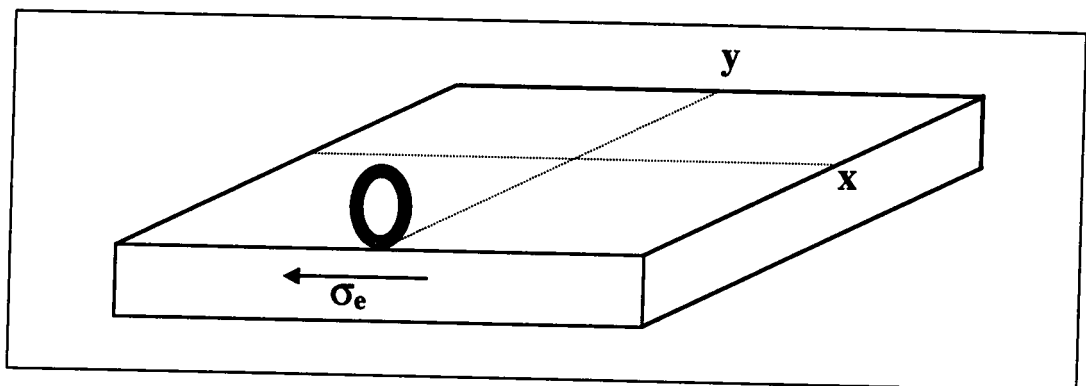


Figura 3.15 Carga repartida sobre dos placas sin transferencia de carga.

El esfuerzo máximo  $\sigma_e$  en la base de la placa y a lo largo de la junta se escribe:

$$\sigma_e = \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{100k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) + 1,84 - \frac{4}{3}\nu + (1+\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) + 2(1-\nu) \frac{ab}{(a+b)^2} + 1,18(1-\nu) \frac{b}{\ell} \right]$$

$$\sigma_e = \frac{2,2(1+\nu)P}{(3+\nu)h^2} \log \left( \frac{Eh^3}{100k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) + \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \left[ 1,84 - \frac{4}{3}\nu + (1+\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) + 2(1-\nu) \frac{ab}{(a+b)^2} + 1,18(1+2\nu) \frac{b}{\ell} \right] \quad (37)$$

c) Carga situada sobre dos cargas sin transferencia de carga.

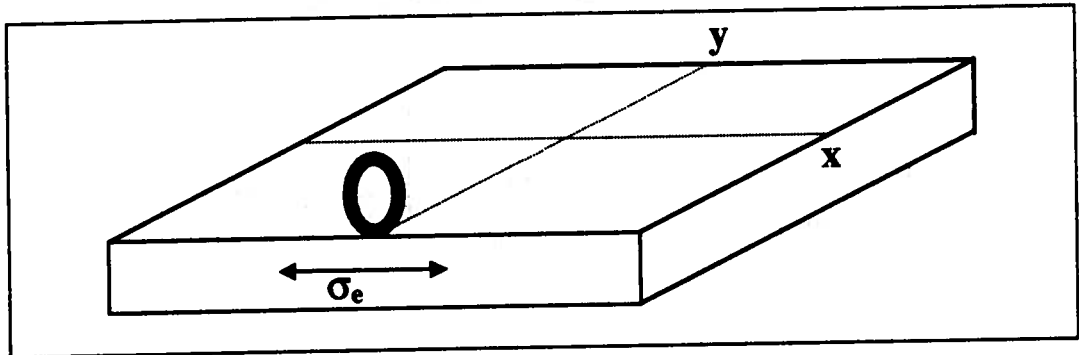


Figura 3.16 Carga situada sobre dos cargas sin transferencia de carga.

El esfuerzo máximo  $\sigma_e$  en la base de la placa y a lo largo de la junta se escribe:

$$\sigma_e = \frac{2,2(1+\nu)\frac{P}{2}}{(3+\nu)h^2} \log \left[ \frac{Eh^3}{100k\left(\frac{a+b}{2}\right)^4} \right] + \frac{3(1+\nu)\frac{P}{2}}{\pi(3+\nu)h^2} \left[ 3,84 - \frac{4}{3}\nu - (1-\nu)\left(\frac{a-b}{a+b}\right) + 0,5(1+2\nu)\frac{b}{\ell} \right] \quad (38)$$

d) Carga en la esquina de la placa

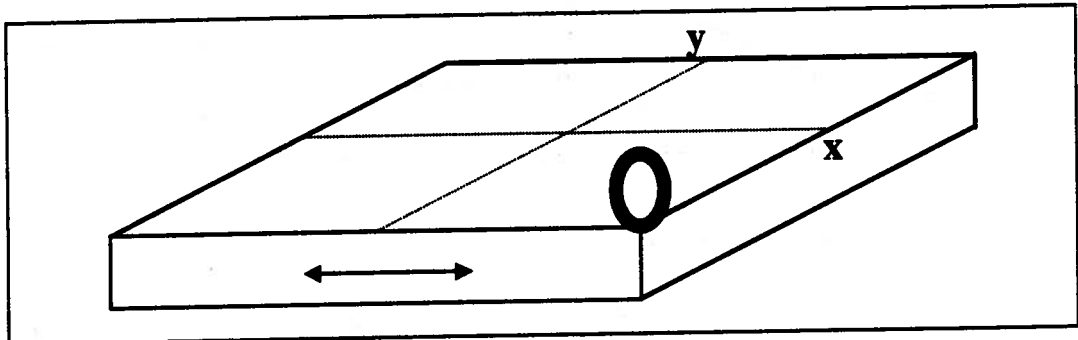


Figura 3.17 Carga en la esquina de la placa.

El esfuerzo máximo  $\sigma_e$  en la parte alta de la placa y en la esquina se escribe:

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2} \left[ 1 - \left( \frac{12(1-\nu^2)k}{Eh^3} \right)^{0,3} \left( \frac{a+b}{2} \sqrt{2} \right)^{1,2} \right] \quad (39)$$

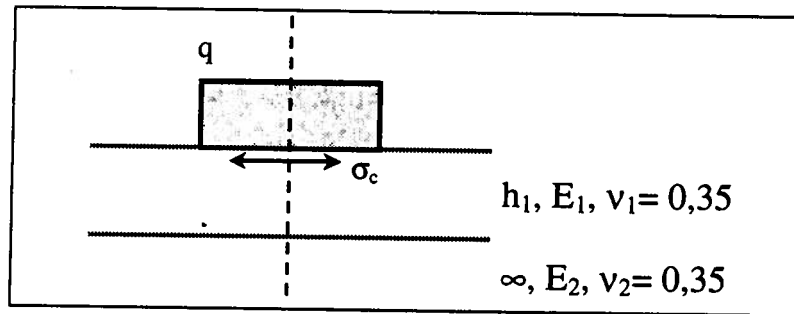
**Fórmulas de Lister y Jones**

Con base en los estudios de bicapas elásticas, estos autores proponen una fórmula muy simple para calcular el esfuerzo máximo de tracción  $\sigma_r$  en la base de una capa sometida a la acción de una carga circular uniformemente repartida, la cual es:

$$\sigma_c = 1,8q \left( \frac{a}{h} \right)^{1,85} \log \left( \frac{E_1}{E_2} \right)$$

$$0,1 < \frac{a}{h} < 0,7 \text{ y } 2 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$
(40)

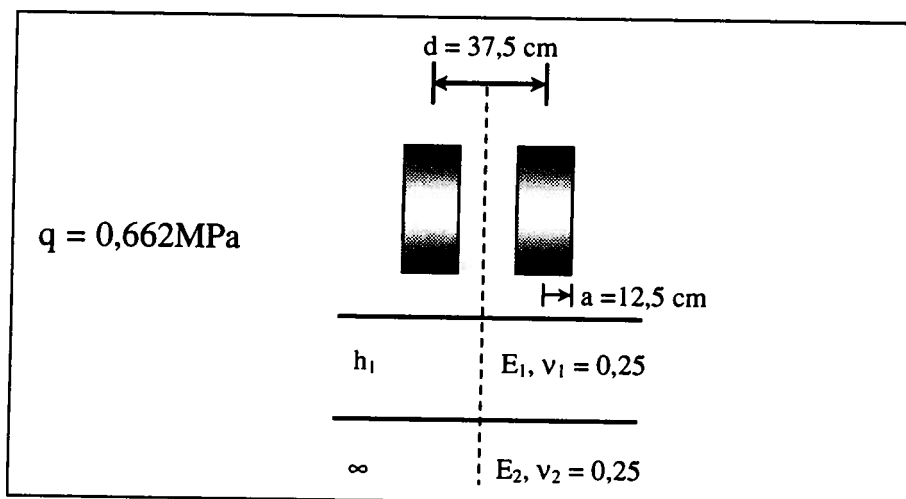
Donde:



**Figura 3.18** Esfuerzos horizontales en una bicapa con las fórmulas de Lister y Jones.

**Fórmulas deducidas de los ábacos bicapas Alize III**

La estructura bicapa se somete a la acción de un eje gemelo de 130 kN, en tanto que el esfuerzo de tracción se calcula en el centro del eje gemelo, en la base de la capa superior.



**Figura 3.19** Esfuerzos horizontales en una bicapa con las fórmulas deducidas de los ábacos bicapas Alize III.

Llamando  $\sigma_{r1}$  el esfuerzo obtenido sobre el espesor  $h_1$ ,  $\sigma_{r2}$  el esfuerzo obtenido sobre el espesor  $h_2$  y  $\Delta H$  la diferencia  $h_2 - h_1$  de espesores en cm, se obtiene que:

$$\lg \frac{\sigma_{r1}}{\sigma_{r2}} = C \Delta H \quad (41)$$

Donde:

$C = 0,02$  para materiales tratados con ligantes hidráulicos.

$C = 0,015$  para materiales tratados con ligantes hidrocarbonados.

### **Esfuerzos verticales en un multicapa**

#### **Fórmula de Odemark y Kirk**

En un multicapa elástico de  $n$  capas, de espesor  $h_i$ , de módulo de Young  $E_i$ , sometido a una carga circular, el esfuerzo vertical  $\sigma_z$  sobre el suelo soporte está dado por:

$$\sigma_z = q \left[ 1 - \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{a}{h_e} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (42)$$

$$h_e = 0.8 \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}}$$

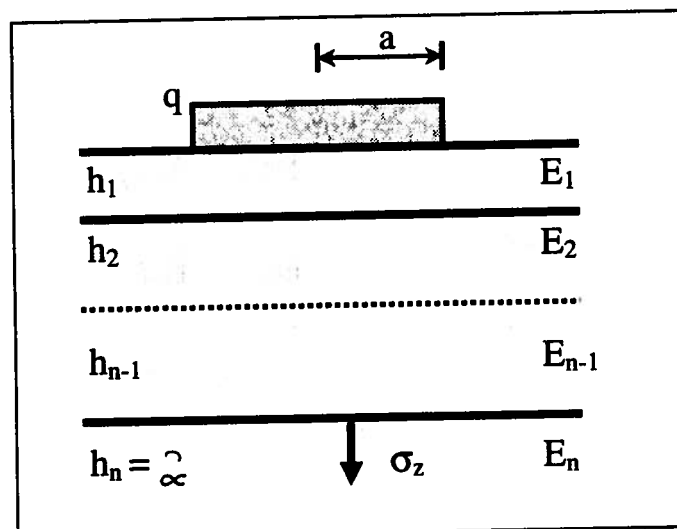


Figura 3.20 Esfuerzos verticales en un multicapa con las fórmulas de Odemark y Kira.

*Fórmula de Lister y Jones*

Con las mismas hipótesis usadas para calcular el esfuerzo radial, el esfuerzo vertical  $\sigma_z$  sobre el suelo soporte para el multicapa se calcula a partir de:

$$\sigma_z = C \cdot q \left( \frac{a}{h} \right)^N \left( \frac{E_1}{E_2} \right)^{-0,64}$$

$$1,8 \leq N \leq 1,95 \quad (43)$$

$$C = 1,65$$

## DETERMINACIÓN DE CIERTAS CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES DE CALZADAS

La validez de las fórmulas presentadas depende de la toma acertada de los valores de los parámetros de entrada y de la determinación de los límites admisibles de los parámetros de cálculo. Dentro de este contexto se ha redactado una pequeña memoria de ayuda de algunas características de los materiales: módulo, coeficiente de Poisson, límites admisibles. Esta lista no es exhaustiva y contiene los materiales de calzada más comunes.

### Suelo soporte

El suelo se define por los datos geotécnicos (naturaleza, granulometría, plasticidad, contenido de agua, equivalente de arena, CBR, etc.). A continuación se presentan las características de este material:

#### a) Módulo

Existen muchas aproximaciones posibles para definir el módulo de un suelo:

- Si el material es poco sensible al agua, homogéneo y bien conocido en la región (gravas limpias), se pueden deducir los módulos en los ensayos de placas.
- Con el conocimiento del CBR *in situ*, se encuentra la siguiente relación:

$$E_s \text{ ( MPa )} = K * \text{CBR} \quad (44)$$

con:

$K = 10$ , propuesta por Shell, que sobrestima el módulo de los suelos, ya que el módulo dinámico es siempre superior al módulo elástico.

$K = 5$ , propuesta por LCPC.

Otros autores, como Jeuffroy y Bachelez, recomiendan  $E = 6,5 \text{ CBR}^{0,65}$ , que es una fórmula pesimista en los suelos buenos.

b) *Coefficiente de Poisson*

En la bibliografía se aportan datos comprendidos entre 0,35 y 0,50.

c) *Límites admisibles*

Diversos autores proponen relaciones entre el esfuerzo vertical admisible  $\sigma_z$ , la deflexión vertical admisible  $\epsilon_z$  y el número de ciclos  $N$  soportados por el suelo, pero son raras las ocasiones en las que intervienen las características mecánicas del suelo.

c.1) *Esfuerzo admisible*

• Kenhover y Dormon

$$\sigma_{z[\text{MPa}]} = \frac{CE_s}{1+0,7\log(N)}$$

$$C=0,008(\text{Jeuffroy})$$

$$C=0,006(\text{Acum y Fox})$$

*En Bélgica*

$$\sigma_z = \frac{0,09607 \text{ CBR}_{[\%]}^{1,2}}{N^{\frac{1}{4,35}}} \quad [\text{MPa}] \quad (45)$$

**Elongación admisible**

• Dormon y Metcalf

$$\epsilon_z = 1,16 \cdot 10^{-2} N^{-0,21} \quad (46)$$

• Universidad de Nottingham

$$\epsilon_z = 2,16 \cdot 10^{-2} N^{-0,28} \quad (47)$$

- Shell

$$\varepsilon_s = 2,8 \cdot 10^{-2} N^{-0,25} \quad (48)$$

- LCPC

$$\varepsilon_s = 0,021 N^{-0,24} \text{ Calzadas nuevas} \quad (49)$$

$$\varepsilon_s = 0,025 N^{-1/4,1} \text{ Refuerzo} \quad (50)$$

### Materiales granulares en gravas no tratadas

Los materiales granulares, al igual que los suelos se clasifican en función de su granulometría y de su limpieza. A continuación se presentan sus principales características:

#### a) Módulo

Estos materiales tienen rigideces en función del estado del esfuerzo que soportan. La fórmula de la relación más simple es:

$$E = K_1 \theta^{K_2} \quad (51)$$

Donde:

E= módulo resiliente

$K_1, K_2$  = constantes

$\theta$  = invariante de esfuerzos

En la práctica, el módulo de una capa granular es función de las capas superior ( i-1 ) e inferior ( i+1).

$$K_i = \frac{E_i}{E_{i+1}} \quad \text{con} \quad 1 < K_i < 6 \quad (52)$$

Por su parte la Shell propone un modelo tricapa con la primera capa tratada (figura 3.21), cuya fórmula es la siguiente:

$$E_2 = 0,2 h^{0,45} E_3$$

$$h \text{ en mm} \quad 2 < \frac{E_2}{E_3} < 4 \quad (53)$$

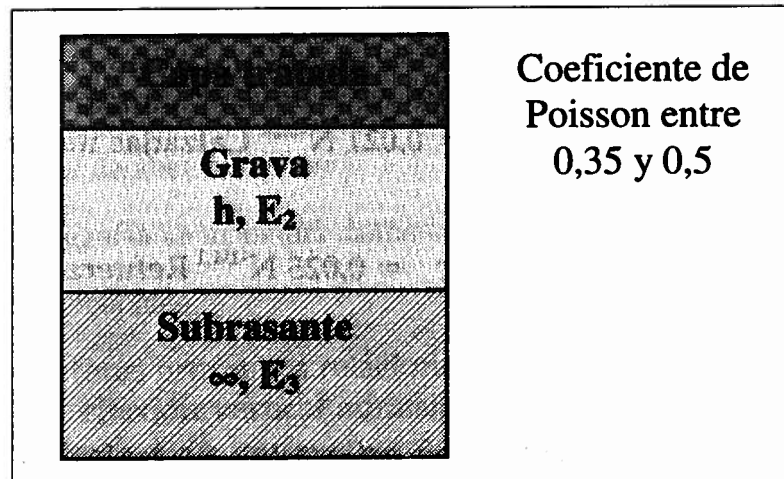


Figura 3.21 Modelo tricapa propuesto por Shell.

### Capas en materiales asfálticos

#### a) Módulo de rigidez

- Para el caso de materiales en buen estado

Cuando no haya resultados de ensayos de laboratorio, es posible estimar el módulo de una mezcla asfáltica a partir del módulo del asfalto y de la composición volumétrica de la mezcla. Los métodos descritos son válidos para materiales bituminosos clásicos y en condiciones de solicitaciones habituales.

- Módulo de rigidez del asfalto (ábaco de Van der Pöel)

El estimativo del módulo  $S_b$  de un asfalto con la ayuda del ábaco de Van der Pöel requiere el conocimiento de cuatro parámetros:

1. Temperatura  $T_{800}$ , para la cual la penetración del asfalto es de 800/10 mm.
2. Índice de penetración.
3. Temperatura de la mezcla.
4. Tiempo de carga.

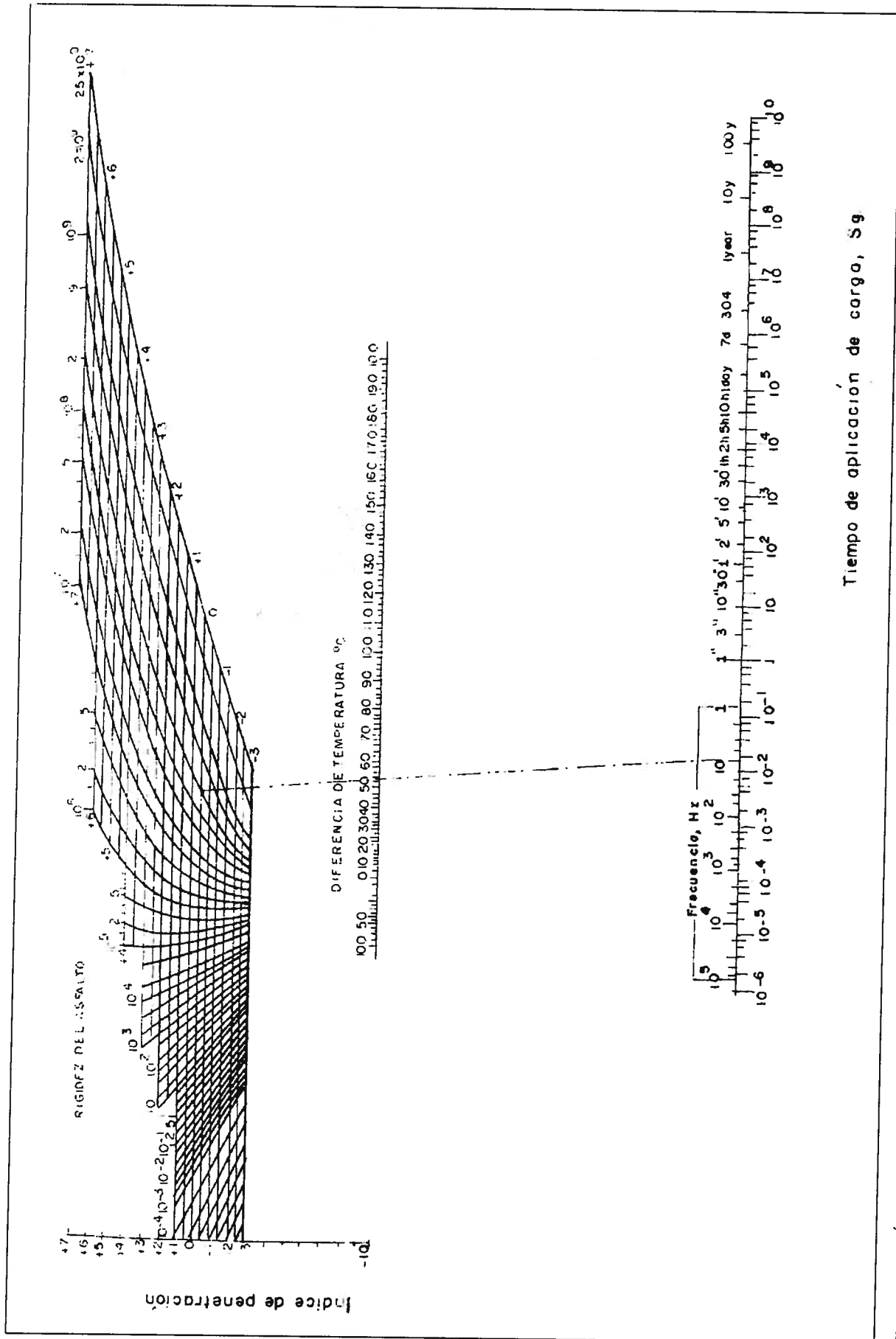


Figura 3.22 Ábaco de Van der Pöel.

- Módulo de rigidez de la mezcla asfáltica

Conociendo el módulo de rigidez del asfalto  $S_b$  y los porcentajes en volumen de los constitutivos de la mezcla bituminosa, se puede estimar el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica  $S_m$  con ayuda del ábaco.

Igualmente, Heukelom y Klomp calcularon las siguientes expresiones:

$$S_m = S_b \left( 1 + \frac{2,5}{n} \left( \frac{C_v}{1 - C_v} \right) \right) \quad S_m \text{ y } S_b \text{ en MPa}$$

$$n = 0,83 \log \left( \frac{4 \times 10^4}{S_b} \right) \quad (54)$$

Esta fórmula sólo aplica si  $S_b$  es superior a 10 MPa y para valores de  $C_v$  entre 0,7 y 0,9. Si el valor de vacíos es superior a 3%, Fijn van Draat recomienda hacer la siguiente corrección.

$$C_v = \frac{V_g}{V_g + V_b} = \frac{\text{Volumen de los granulares}}{\text{Volumen (granular + bitumen)}} \quad (55)$$

$$C'_v = \frac{C_v}{1 + \frac{(v-3)}{100}} \quad \text{Con } v = \% \text{ de vacíos} \quad (56)$$

- Para el caso de materiales en mal estado

La toma del valor del módulo de rigidez en este caso es muy delicada, pero se maneja un valor aproximado de 2.000 MPa. Este módulo se compone normalmente de un material en mal estado y de uno no tratado.

b) *Coefficiente de Poisson*

Varía con la temperatura, pero en general se toma un valor de 0,35.

c) *Límites admisibles*

El parámetro utilizado para los estudios de fatiga es la elongación relativa de tracción por flexión ( $\epsilon_r$ ) en la base de la capa bituminosa. En

general, los valores admisibles  $\epsilon_t$  son función del módulo del material  $S_b$  y del número de ciclos  $N$ .

- Universidad de Nottingham

$$\epsilon_t = 3,48 \cdot 10^{-3} N^{-0,040} \text{ hot rolled} \quad (57)$$

$$\epsilon_t = 6,81 \cdot 10^{-3} N^{-0,285} \text{ estado denso con asfalto de penetración 100} \quad (58)$$

$$\epsilon_t = 11,38 \cdot 10^{-3} N^{-0,347} \text{ (asfalto 180/220)} \quad (59)$$

- Shell

$$\epsilon_t = (0,856V_b + 1,08)S_m^{-0,36} N^{-0,2} \quad (60)$$

donde  $V_b$  % de volumen de bitumen y  $S_m$  módulo de la mezcla bituminosa en Pa.

- LCPC

Para los materiales bituminosos clásicos utilizados en Francia se proponen las siguientes expresiones, deducidas de los ensayos de fatiga en el laboratorio; para el caso de Colombia, se deben medir en el laboratorio.

$$\epsilon_t = (NE/1 \times 10^6)^b \quad (61)$$

Donde:

$b$  = pendiente de la recta de fatiga.

$$1/b = -0,29 \log(NE) + 1,126 \text{ (concreto bituminoso)}$$

$$1/b = -0,28 \log(NE) + 1,083 \text{ (grava bituminosa)}$$

Límite admisible

$$\epsilon_t = K_1 K_2 K_3 K_4 e_6 \quad (62)$$

$$K_1 = (NE/10^6)^\delta$$

$$K_3 = 10^{-ubd}$$

Donde:

$\varepsilon_6$  = deflexión admisible a  $10^6$  ciclos, 50% de riesgo a una temperatura de 15 °C de los ensayos de fatiga.

$K_1$  = coeficiente ligado al número de ciclos.

$K_2$  = coeficiente ligado a la temperatura cuando ésta es diferente de 15 °C.

$K_3$  = coeficiente ligado al riesgo.

$u$  = fráctil de la ley normal de dispersión de los espesores y la ley de fatiga para un riesgo dado.

$\delta$  = desviación de esta ley de la normal.

$K_4$  = coeficiente de calibración para las calzadas extraído del carrusel de fatiga.

### Capas en materiales tratados con ligantes hidráulicos

Las características mecánicas o de fatiga de estos materiales se obtienen generalmente en el laboratorio, sobre probetas compactadas o sobre muestras tomadas en el sitio.

#### a) Módulo de rigidez y resistencia a la tracción

- Caso de materiales en buen estado

El ensayo de tracción directa es el que se usa para determinar los valores de los módulos de rigidez y la resistencia a la tracción. Para la mayor parte de los materiales tratados con ligantes hidráulicos, los valores se toman a 360 días:

**Tabla 3.1**  
Módulos de rigidez y de resistencia a la tracción para materiales no degradados

Material	E (MPa)	Rt (MPa)
Grava cemento	28.000 a 40.000	1,10 a 1,50
Grava escoria granulada	13.000 a 20.000	0,65 a 1,10
Grava escoria molida	17.000 a 25.000	0,80 a 1,30
Grava cenizas volantes	34.000 a 45.000	1,10 a 1,50

En el ensayo de compresión diametral (brasileño) para materiales de módulo elevado, la resistencia a la tracción por compresión diametral  $R_{TB}$  es próxima a la obtenida por tracción directa. En éste se da una

resistencia media que engloba las variaciones de las densidades en función de la profundidad.

$$R_{TB} = \frac{2F}{\pi Dh} \quad (63)$$

Donde:

F = carga aplicada a la ruptura.

D = diámetro de la muestra.

h = altura de la muestra.

Cuando se mide la variación del diámetro de la muestra en el plano medio paralelo a la carga, se puede obtener el módulo del material por la fórmula:

$$E = \frac{F(v + 0,2734)}{h \Delta D} \quad (64)$$

Donde:

v = coeficiente de Poisson

$\Delta D$  = variación del diámetro de la probeta.

b) *Coficiente de Poisson*

El coeficiente de Poisson para este tipo de materiales es del orden de 0,2.

c) *Límites admisibles*

Los materiales tratados con materiales hidráulicos tienen leyes de comportamiento a la fatiga por flexión del siguiente tipo, para valores de NE entre  $10^3$  y  $10^7$ .

$$\log(s) = a - b \log(NE) \quad (65)$$

con:

b = pendiente de la recta fatiga.

$\sigma$  = esfuerzo de ruptura por flexión de ciclos equivalentes NE.

- LCPC

La fórmula que permite calcular el esfuerzo admisible de un material tratado con ligantes hidráulicos se escribe así:

$$\sigma_i = (K_1 - K_3) K_4 s_o \quad (66)$$

con:

$\sigma_o$  = esfuerzo de ruptura por flexión en la primera carga.

$K_1$  = coeficiente ligado al número de ciclos equivalentes NE.

$K_1 = 1 - \beta \log NE$ .

$\beta$  = pendiente aparente de la recta de fatiga. Se deduce de  $b$ .

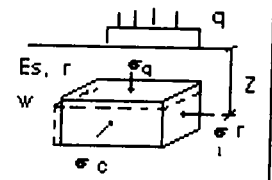
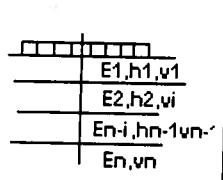
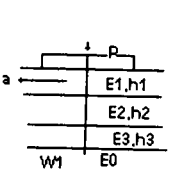
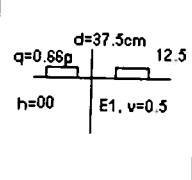
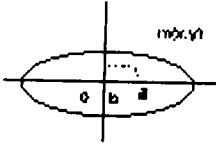
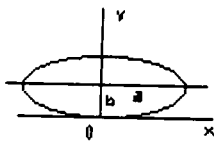
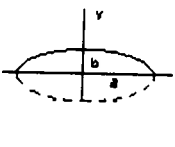
$$2b = \log \left[ \frac{1 - 5\beta}{1 - 7\beta} \right] \quad (67)$$

$$K_3 = 10^{-ub\delta}$$

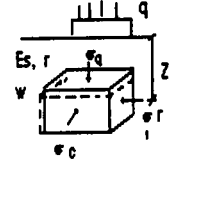
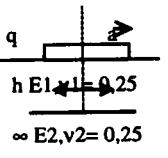
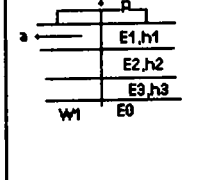
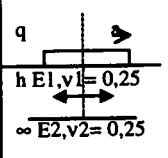
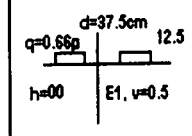
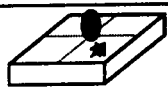

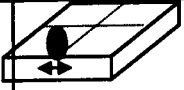

$K_3$  = coeficiente ligado al riesgo.

$K_4$  = coeficiente de ajuste del carrusel de fatiga.

**Tabla 3.2**  
Selección de la fórmula para calcular deformaciones según la calzada y la carga

Criterio Calzada		Deformación			
Flexible	Carga	Eje simple			Gemelo
	Modelo	Masivo Semi-infinito	Multicapas		Bicama
	Autor	Boussinesq	Palmer y Barber	Odemark	Alize III
	Fórmula	24, 25	27	28	26
	Parámetro calculado	Desplazamiento en cualquier punto del eje de la carga. Deflexión en superficie.	Deflexión en superficie en el centro de la carga.	Desplazamiento sobre la plataforma en el eje de la carga.	Deflexión en la superficie en el centro de la carga.
	Esquema				
Rígido	Carga	Eje simple (elipse y círculo)			
	Modelo	Bicama			
	Autor	Westergaard			
	Fórmula	29, 30	31	32	
	Parámetro calculado	Deflexión sobre la carga o en sus bordes.	Deflexión en un punto del eje perpendicular en el borde o junta en el eje de la carga.	Deflexión en un punto del eje perpendicular en el borde o junta en el eje de la carga.	
Posición de la carga	Carga en el centro de la placa.	Carga tangente en el borde o junta de la placa.	Carga a caballo sobre el borde (sin transferencia).		
Esquema					

**Tabla 3.3**  
Selección de la fórmula para calcular esfuerzos según la calzada y la carga

Criterio calzada	Esfuerzos					
	Carga	Eje simple			Gemelo	
Flexible	MODELO	Masivo Seminfinito	Bicapa	Multicapas		Bicapa
	AUTOR	Boussinesq	Lister y Jones	Odemark y Kirk	Lister y Jones	Allize III
	Fórmula	33, 34, 35	40	42	43	41
	Parámetro calculado	Esfuerzos $\sigma_z, \sigma_r, \tau_{max}$ en todo punto del eje de la carga a una profundidad $z$ .	Esfuerzo $\sigma_{max}$ de tracción en la base de la capa en el eje de la carga.	Esfuerzo vertical $\sigma_z$ sobre el suelo soporte.	Esfuerzo vertical $\sigma_z$ sobre el suelo soporte.	Relación de esfuerzos de tracción en la base de la capa en el eje de la carga.
	Esquema					
	Carga	Eje simple (elipse y círculo)				
MODELO	Bicapa					
Autor	Westergaard					
Fórmula	36	37	38	39		
Parámetro calculado	Esfuerzos $\sigma_x, \sigma_y$ en la base de la capa bajo la carga.	Esfuerzo máximo $\sigma_c$ en la base de la capa bajo la carga.	Esfuerzo máximo $\sigma_c$ en la base de la capa bajo la carga.	Esfuerzo máximo $\sigma_c$ en lo alto de la capa bajo la carga.		
Posición de la carga	Carga en el centro de la placa.	Carga tangente al borde o a la junta de la placa.	Carga a caballo sobre el borde o junta sin transferencia.	Carga en la esquina de la placa.		
Esquema						

## APLICACIÓN NUMÉRICA A LAS FÓRMULAS DE CÁLCULO

Los siguientes ejemplos permiten programar las calculadoras de bolsillo e implementar programas de cálculo.

### Fórmulas de Boussinesq

Sea un masivo semiinfinito de módulo de Young  $E_s$  igual a 50 MPa, con coeficiente de Poisson  $\gamma$  igual a 0,25, sometido a una presión uniforme  $q$  de 0,662 MPa sobre un área circular de radio  $a$  igual a 0,125m.

- Desplazamiento en el eje de la carga a una profundidad de 0,2 m

Con respecto a la tabla 3.2, para un masivo semiinfinito se usan las fórmulas de Boussinesq y se busca la ecuación 24, la cual calcula los desplazamientos en cualquier punto del eje de la carga.

$$w = \frac{q}{E_s} \left[ 2(1 - \nu^2)(a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{(1 + \nu)z^2}{(a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + (\nu + 2\nu^2 - 1)z \right]$$

$$w = 1,39 \text{ mm}$$

- Deflexión en la superficie del masivo semiinfinito

Para determinar la deflexión en el masivo semiinfinito, se emplea la ecuación 25.

$$w_0 = 2 \frac{q}{E_s} a(1 - \nu^2)$$

$$w_0 = 3,284 \text{ mm}$$

- Esfuerzo vertical a una profundidad de 0,2 m

Según la tabla 3.3, para calcular el esfuerzo vertical en un masivo semiinfinito se utiliza la ecuación 33.

$$\sigma_z = q \left( 1 - \frac{z^3}{[a^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} \right)$$

$$\sigma_z = 0,258 \text{ MPa}$$

- Esfuerzo radial a una profundidad de 0,2 m

Para calcular el esfuerzo radial, se emplea la ecuación 34:

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left( (1 + 2\nu) - \frac{2(1 + \nu)z}{[a^2 + z^2]^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{[a^2 + z^2]^{\frac{3}{2}}} \right)$$

$$\sigma_r = 3,38 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

- Corte máximo a una profundidad de 0,2 m

El corte máximo se calcula mediante la ecuación 35:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}$$

$$\tau_{\text{máx}} = 0,131 \text{ MPa}$$

### Fórmulas de Westergaard

La carga es una elipse cuyo eje mayor es  $a = 0,2 \text{ m}$ , su eje menor es  $b = 0,1 \text{ m}$  y su peso total es de 65 kN.

La placa tiene un espesor de  $h = 0,25 \text{ m}$ , con un módulo elástico de 40.000 MPa y un coeficiente de Poisson igual a 0,15.

El suelo posee un módulo de reacción  $k = 100 \text{ MPa}$  y un radio de rigidez  $\ell = 0,854 \text{ m}$ .

a) *La carga está situada en el interior de la placa*

- Deflexión en el centro de la carga ( $x = y = 0$ )

A partir de la tabla 3.2, para una estructura bicapa de pavimento rígido se utilizan las fórmulas de Westergaard, y para hallar la deflexión en el interior de la placa, en el centro de la misma, se usan las ecuaciones 29 y 30; así, se tiene que:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}}$$

$$w_0 = \frac{P}{8k\ell^2} \left[ 1 - \frac{a^2}{8\pi\ell^2} \ln \left( \frac{Eh^3}{ka^4} \right) - \frac{3a^2}{8\pi\ell^2} \right]$$

$$w_0 = 10,95 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Esfuerzos de tracción en la base de la placa

Para calcular el esfuerzo se utiliza la tabla 3.3 y se toma la ecuación 36.

$$\sigma_x = \frac{3P}{8\pi h^2} \left[ (1+\nu) \ln \left( \frac{Eh^3}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) \mp 2(1-\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{P}{h^2} \left[ 0,275(1+\nu) \log \left( \frac{Eh^3}{k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) \mp 0,239(1-\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) \right]$$

$$(\sigma_x, \sigma_y) = (1,345 \pm 0,700) = (1,275 \text{ MPa}, 1,415 \text{ MPa})$$

b) La carga está situada a lo largo del borde o de una junta

- Deflexión en el centro de la carga ( $y = b = 0,1\text{m}$ )

Esta deflexión se calcula con la ecuación 31, según la tabla 3.2.

$$w_o = \frac{P\sqrt{2+1,2\nu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[ \left( 1 - (0,76 + 0,4\nu) \frac{b}{\ell} \right) \left( 1 - (0,76 + 0,4\nu) \frac{y}{\ell} \right) \right]$$

$$w_o = 31,37 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Deflexión en el borde de la placa ( $x = 0$ )

$$w_o = 34,70 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Esfuerzo máximo en la base de la placa y a lo largo de la junta

De acuerdo con la tabla 3.3 y la ecuación 37, se calcula:

$$\sigma_e = \frac{2,2(1+\nu)P}{(3+\nu)h^2} \log \left( \frac{Eh^3}{100k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) + \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \left[ 1,84 - \frac{4}{3}\nu + (1+\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) + 2(1-\nu) \frac{ab}{(a+b)^2} + 1,18(1+2\nu) \frac{b}{\ell} \right]$$

$$\sigma_e = 1,746 + 0,936 = 2,68 \text{ MPa}$$

c) *La carga está repartida sobre dos placas sin transferencia de carga*

- Deflexión en el centro de la carga ( $x = 0$ )

$$w_o = 18,41 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Deflexión en el borde de la placa ( $y = b = 0,1\text{m}$ )

En este caso, se aplica la ecuación 32:

$$w_o = \frac{P \sqrt{2 + 1,2 \nu}}{2 \sqrt{Eh^3 k}} \left[ \left( 1 - (0,323 + 0,17 \nu) \frac{b}{\ell} \right) \left( 1 - (0,76 + 0,4 \nu) \frac{y}{\ell} \right) \right]$$

$$w_o = 16,64 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Esfuerzo máximo en la base de la placa y a lo largo de la junta

Con la tabla 3.3 y la ecuación 38, se tiene que,

$$\sigma_e = \frac{2,2(1+\nu) \frac{P}{2}}{(3+\nu)h^2} \log \left( \frac{Eh^3}{100k \left( \frac{a+b}{2} \right)^4} \right) + \frac{3(1+\nu) \frac{P}{2}}{\pi(3+\nu)h^2} \left[ 3,84 - \frac{4}{3} \nu - (1-\nu) \left( \frac{a-b}{a+b} \right) + 0,5(1+2\nu) \frac{b}{\ell} \right]$$

$$\sigma_e = 0,873 + 0,622 = 1,495 \text{ MPa}$$

d) *La carga está situada en la esquina de la placa*

- Esfuerzo máximo en la parte superior de la placa y en una esquina

Con respecto a la tabla 3.3, se usa la ecuación 39.

$$\sigma_e = \frac{3P}{h^2} \left[ 1 - \left( \frac{12(1-\nu^2)k}{Eh^3} \right)^{0,3} \left( \frac{a+b}{2} \sqrt{2} \right)^{1,2} \right]$$

$$\sigma_e = 1,513 \text{ MPa}$$

### Fórmula de Palmer y Baber

La carga sobre la calzada se esquematiza mediante una presión uniforme  $q$  de 0,662 MPa, aplicada sobre un área circular de radio  $a = 0,125$  m.

La estructura es un modelo tricapa cuyas características son las siguientes:

$h_1 = 0,08$ m	$E_1 = 6.000$ MPa	$\nu = 0,25$
$h_2 = 0,30$ m	$E_2 = 200$ MPa	$\nu = 0,25$
$h_3 = \text{infinito}$	$E_3 = 50$ MPa	$\nu = 0,25$

- Deflexión en el centro de la carga

$$w_o = 66,21 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$E = 602 \text{ MPa}$$

### Fórmulas de Odemark

Con los mismos datos del ejercicio anterior.

- Desplazamiento vertical al nivel del suelo

$$w_s = 38,51 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Esfuerzo vertical al nivel del suelo

$$\sigma_z = 0,031 \text{ MPa}$$

### Comparación con Alize III

En las mismas condiciones de Palmer y Baber, así como de Odemark, todas las interfaces están pegadas.

- Deflexión en el centro de la carga

$$w_o = 59,86 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Desplazamiento vertical al nivel del suelo

$$w = 43,22 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

## CONCLUSIONES

Este capítulo no constituye un manual de dimensionamiento de calzadas pero sí una síntesis de las fórmulas de cálculo, con el fin de aproximarse rápidamente con una precisión suficiente y un número de parámetros pequeño, obteniéndose por ejemplo la deflexión bajo una rueda simple, el desplazamiento vertical al nivel del suelo, el esfuerzo o la deformación de tracción por flexión de los materiales tratados, etcétera.

La validez de estas fórmulas se fundamenta en el respeto sobre su dominio de utilización, aun si parece muy restrictivo, y en los valores de los parámetros de entrada, los cuales deben provenir forzosamente de la medición en laboratorio del módulo elástico y la ley de fatiga de los materiales.

# ***CAPÍTULO 4***

---

***Aplicación de modelos  
de cálculo. Alize III***

**E**n este capítulo se describirán los modelos que pueden adoptarse para presentar concretamente el funcionamiento de los diferentes tipos de estructuras.

- Estructuras tradicionales.
- Estructuras de gravas hidráulicas y en grava bituminosa.
- Estructuras mixtas.
- Estructuras de concreto.
- Estructuras de refuerzo de calzadas flexibles.

## **ESTRUCTURAS TRADICIONALES**

Las estructuras tradicionales son aquellas que conforman:

- Una cubierta bituminosa relativamente delgada.
- Una o muchas capas de grava no tratada.

Las estructuras antiguas, que se asimilan mucho a este tipo de estructuras, tienen estas características:

- Soportan el paso de más de 300 vehículos pesados al día.
- El espesor de la calzada oscila entre 40 y 60 cm en el 40% de los casos.
- El perfil de esas calzadas se encuentra deformado (65% de los casos) y la capa de rodadura se halla fisurada (60% de casos), así esta última capa no tenga más de cinco años.
- La deflexión promedio de estas calzadas reforzada era de 70/100 mm y pasaba de 100/100 mm en el 20% de los casos.
- El módulo de cuerpo de la calzada dependía del suelo soporte y era aproximadamente igual a 2,4, mientras que el módulo de la carpeta asfáltica era del orden de 2.000 MPa.

## Esquematzación de las estructuras tradicionales y su funcionamiento

Como se explicó en el capítulo anterior, la estructura del pavimento puede esquematizarse mediante un modelo tricapa (suelo soporte, cuerpo granular y capa de rodadura) o por un modelo bicapa (suelo soporte, cuerpo granular) cuando la capa de rodadura es muy delgada, el cual es más fácil de utilizar. El módulo  $E_2$  de la capa en grava no tratada se define con respecto al módulo  $E_3$  del suelo soporte (esta capa no soporta esfuerzos de tracción y no tiene módulo propio).

$$E_2 = k \cdot E_3 \text{ donde el valor de } k \text{ varía entre } 2 \text{ y } 4.$$

Determinar el espesor de calzada es limitar a un nivel admisible la deformación  $\epsilon_z$  del suelo soporte con el tráfico.

Para un número de repeticiones de carga (eje de trece toneladas) igual a  $N$ , se calcula el valor límite  $\epsilon_z N$  utilizando la relación  $\epsilon_z N = 21.000 \times 10^{-6} N^{-0,24}$ , el cual es el valor límite admisible sobre el suelo soporte, según investigaciones realizadas en los suelos soporte de Bogotá.

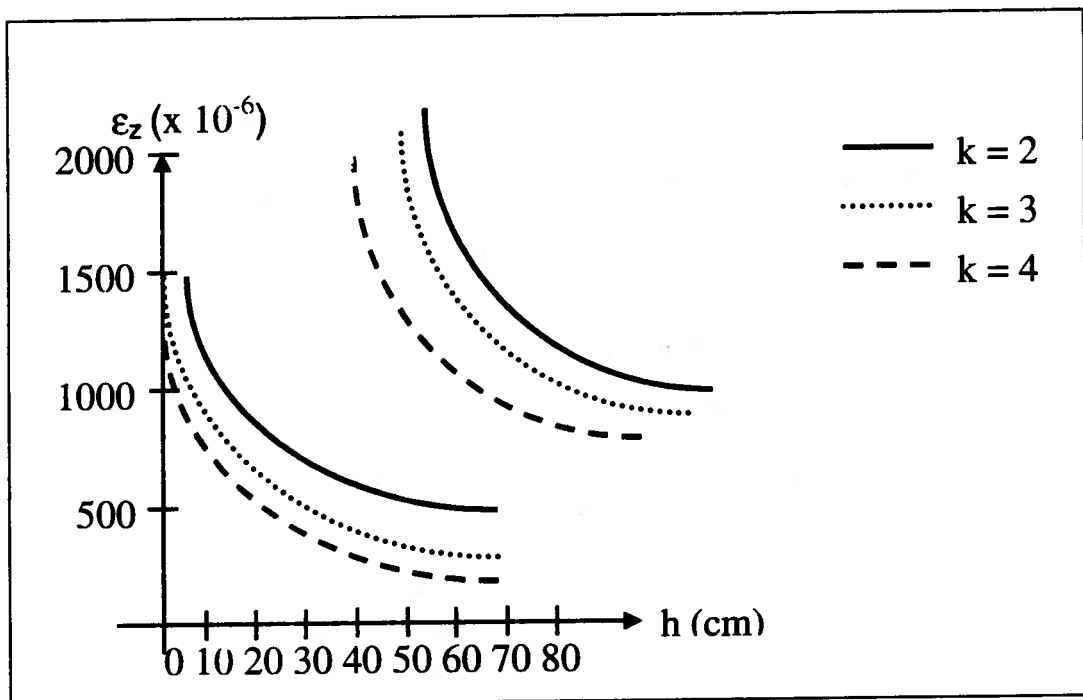


Figura 4.1 Variaciones de  $\delta_z$  con el espesor de la calzada.

Se han reportado sobre la figura 4.1 las variaciones de  $\epsilon_z$  con el espesor de la calzada para relaciones de módulo  $k = 2, k = 3, k = 4$  y para suelos soportes  $E_3 = 50$  MPa de calidad media, y el segundo definido por  $E_3 = 100$  MPa, que corresponde a un buen suelo soporte. Para un nivel de tráfico dado, se encuentra el espesor de la calzada; por ejemplo, para  $N = 10^5$  ciclos, la fórmula  $\epsilon_z N = 21.000 \times 10^{-6} N^{-0.24}$  arroja un resultado igual a  $1.325 \times 10^{-6}$ . Los espesores de la siguiente tabla están dados en centímetros.

**Tabla 4.1**  
Valores de espesores calculados por medio de metodología racional a partir de los valores de  $E_2/E_3$  y del valor de  $E_3$

$E_2/E_3$	$E_3 = 100$ MPa	$E_3 = 50$ MPa
2	31	53
3	28	49
4	26	46

- Dimensionar una calzada en grava bitumen sobre suelo arenoso con finos

El tránsito es de 200 ejes de 130 kN por día, por lo que se prevé un crecimiento geométrico de 7% anual. El dimensionamiento es para un período de 20 años, período para el cual el riesgo de ruptura no debe superar el 10%.

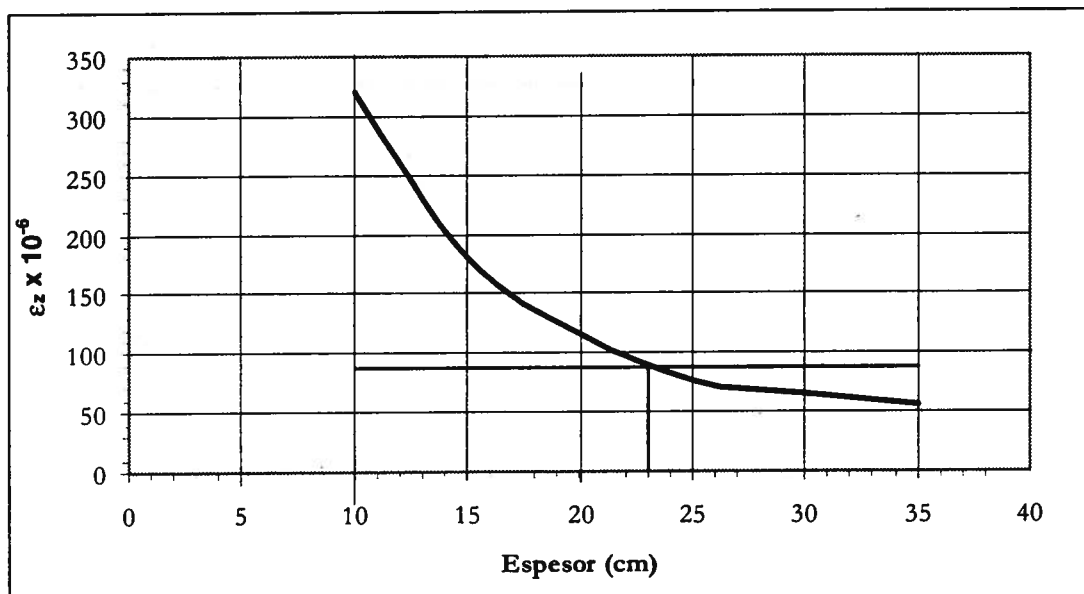
- El suelo soporte posee un módulo  $E_2$  de 50 MPa.
- El módulo de la grava bituminosa para la temperatura de 15 °C es  $E_1 = 8.000$  MPa.
- Deflexión a  $10^6$  ciclos  $\epsilon_6 = 110 \times 10^{-6}$  y la curva de fatiga de pendiente 5 es  $\epsilon_z N = AN^{-0.2}$ .

**Etapa 1**

El valor de la deflexión  $\epsilon$  en la base de la grava bitumen en función del espesor se puede deducir a partir del ábaco de la figura 4.4. La relación del módulo  $E_1/E_2 = 160$ .

**Tabla 4.2**  
Valores de  $\epsilon_z \times 10^{-6}$  a partir de los espesores.

h (cm)	$E \times \epsilon$	$\epsilon \times 10^{-6}$
35	0,028	56
30	0,033	66
25	0,038	76
20	0,058	116
15	0,09	180
10	0,16	320



**Figura 4.2** Valor de la deflexión  $\epsilon$ .

### **Etapa 2**

Determinación de la deformación admisible  $\epsilon$ , teniendo en cuenta el tráfico:

$$n_{eq} = 200 \times 365 \left( (1,07)^{20} - 1 \right) / (1,07 - 1)$$

$$n_{eq} = 3 \times 10^6 \text{ ciclos de ejes equivalentes a 130 KN.}$$

El límite admisible a  $3 \times 10^6$  ciclos es:

$$\epsilon_o = \epsilon_6 (n_{eq} / 1 \times 10^6)^{-0,2} \text{ curva fatiga } \epsilon = AN^{-0,2}$$

$$\epsilon_o = 110 \times 10^{-6} (3 \times 10^6 / 1 \times 10^6)^{-0,2} \text{ curva fatiga } \epsilon = 88,3 \times 10^{-6}$$

y con el valor de  $\epsilon$  se ingresa a la figura 4.2, donde se tiene un  $h = 23$  cm.

Para un espesor normal de 23 cm, este valor podrá fluctuar entre 20 y 26 cm por efectos de la dispersión propia de los granulares y de los equipos de extendido, donde con el espesor de 20 cm la deformación es  $116 \times 10^{-6}$  y el número de ciclos de ruptura se divide por un factor igual a  $(116/88)^5 = 4$ .

**Etapa 3**

Tener en cuenta las dispersiones.

Se denominan  $h_N$  el espesor nominal y  $\epsilon_0$  la deformación que le corresponde.

En un punto cualquiera de la calzada, el espesor está dado por:

$$h = h_N + \Delta h$$

$\Delta h$  varía de manera aleatoria; si  $\Delta h$  no es demasiado grande, la deformación  $\epsilon$  en un punto cualquiera se puede expresar en función de valores de  $\epsilon_0$  y  $\Delta h$ . Entonces:

$\log \epsilon = \log \epsilon_0 - B\Delta h$ , el logaritmo de la deformación o del esfuerzo varía linealmente con el espesor, coeficiente éste que relaciona la variación de la deformación con la variación aleatoria del espesor de la estructura de pavimento. Para estructuras corrientes tiene un valor aproximado de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$ , según calibraciones del ICPC de Francia de 1994.

$\log N = \log A^5 - 5 \log \epsilon + e$  ( $n = A^5 \epsilon^{-5}$  curva promedio obtenida en laboratorio)

$$\log N = \underbrace{\log A^5 - 5 \log \epsilon_0}_{\text{parte constante}} + \underbrace{5 B \Delta h + e}_{\text{parte aleatoria}}$$

si se supone que:

- $\Delta h$  sigue una ley normal de media nula y desviación  $Sh$
- $e$  sigue una ley normal de media nula y desviación  $Se$
- $\log N$  sigue una ley normal de media  $\log N$

$$S = (Se^2 + (5B Sh)^2)^{1/2} \quad (B = 0,02)$$

$$\log N = \log A - 0,2 \log \epsilon = \log Neq + kS$$

$$\log \epsilon_0 = \log A - 0,2 \log Neq - 0,2 kS$$

$$110 \times 10^{-6} \text{ para } N = 10^6 \text{ ciclos}$$

$$\log 110 \times 10^{-6} = \log A - 0,2 \log 10^6$$

$$\log A = 1,2 + \log 110 \times 10^{-6}$$

el número de ciclos es  $N = 3 \times 10^6$  y el valor de  $k$  correspondiente a un riesgo de 10% es igual a 1,28 de la tabla de ley normal.

**Tabla 4.3**  
Valores de  $k$  de la ley normal según el riesgo

Riesgo en %	50	30	25	20	12	10	5	2
$k$	0,00	0,52	0,67	0,84	1,17	1,28	1,65	2,05

$S_e = 0,6$  (obtenida en laboratorio para materiales bituminosos).

$S_h = 3$  cm (valor obtenido por extendido en la construcción).

$$S = \sqrt{(0,6^2 + 0,3^2)} = 0,67$$

$$\log \epsilon_0 = 1,2 + \log 110 \times 10^{-6} - 0,2 \times \log 3 \times 10^6 - 0,2 \times 1,28 \times 0,67 = -4,221$$

es decir, que  $\epsilon_0 = 60 \times 10^{-6}$ , que corresponde a 34 cm de espesor.

#### Etapa 4

Este espesor calculado debe adaptarse para tener en cuenta las limitaciones de fabricación.

- Se necesita una capa de rodadura (6 cm).
- No todo espesor de material puede compactarse al mismo tiempo.

Actualmente, se considera una capa de rodadura entre 6 y 10 cm en concreto bituminoso para que soporte un tráfico de intensidad promedio. Para este ejemplo, se tomará un espesor de 6 cm.

El módulo elástico de la capa de rodadura es próximo al del concreto bituminoso, es decir, que el espesor de la capa de concreto bituminoso es aproximadamente igual al de la capa de la rodadura, y si se resta

este espesor al espesor total de la estructura de 34 cm, quedan cerca de 28 cm para la capa de grava bitumen.

El espesor de la grava bitumen no puede hacerse en una sola capa, ya que el máximo tecnológicamente es 18 cm; por esto se recomienda hacer dos subcapas de 14 cm cada una.

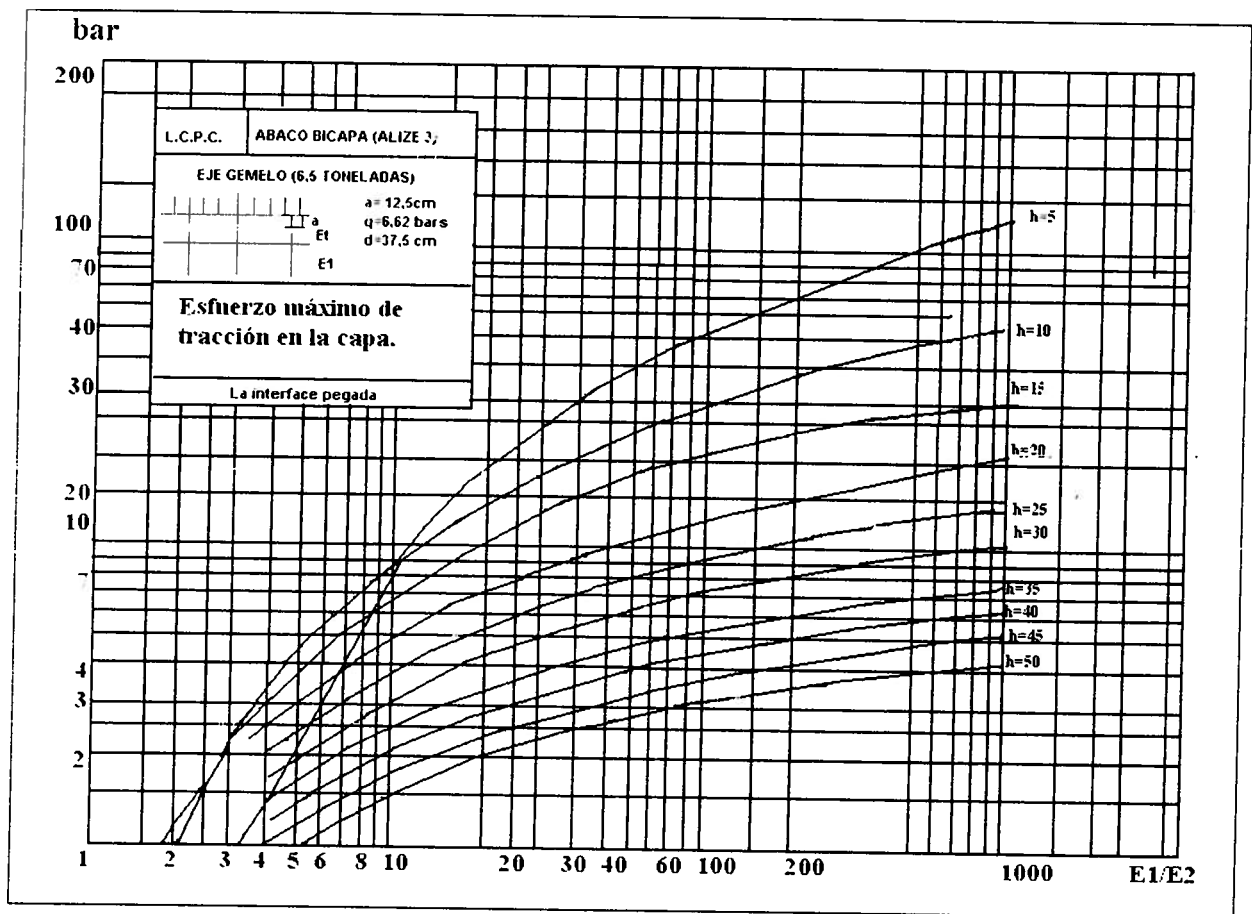


Figura 4.3 Esfuerzos en las capas ligadas (bicapas).

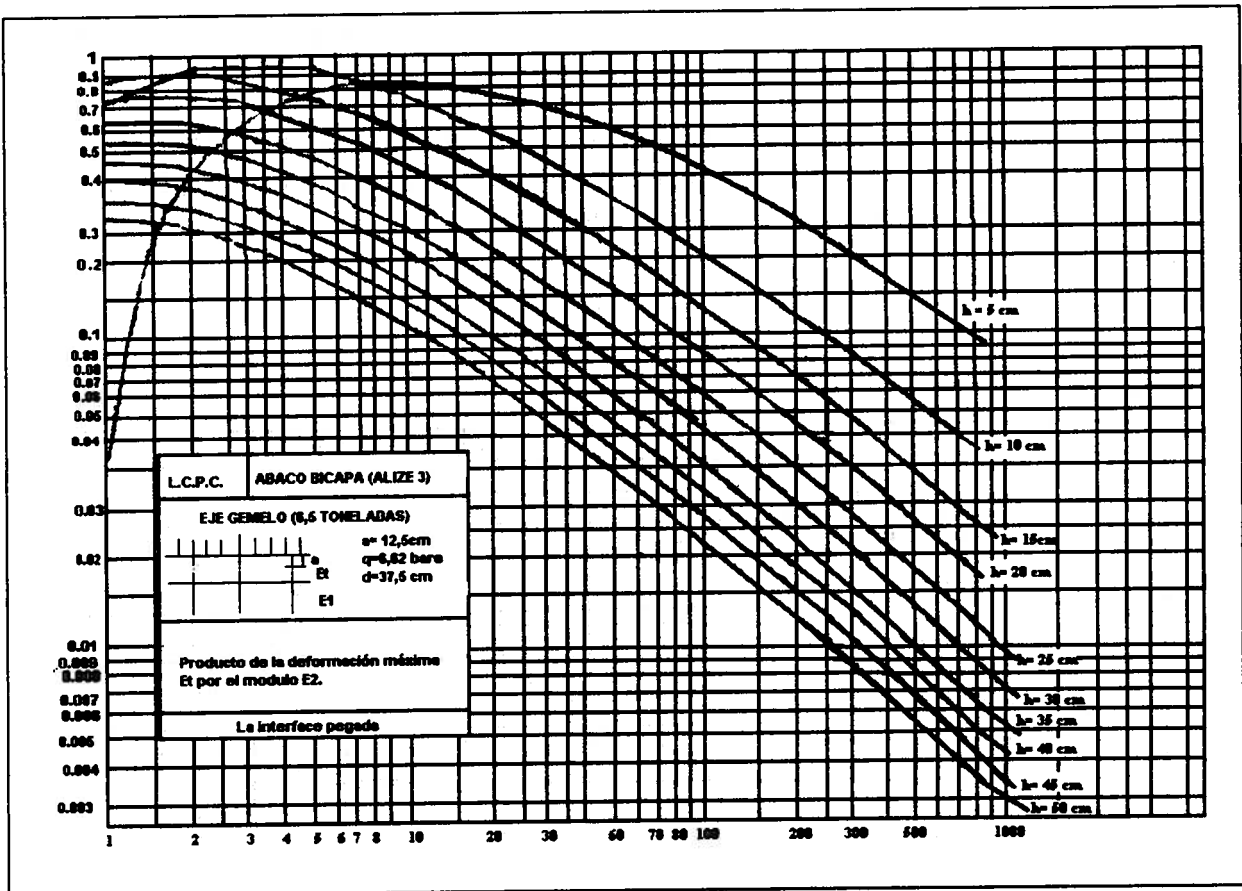


Figura 4.4 Deformación en las capas ligadas (bicapas).

## MATERIALES ASFÁLTICOS USADOS EN PAVIMENTACIÓN

Ante la necesidad de disponer de un libro que reúna las experiencias recomendadas en el uso de los materiales asfálticos en el pavimento de carreteras, se ha elaborado este libro, que constituye una obra de consulta para los técnicos que se dedican a la construcción y mantenimiento de pavimentos asfálticos.

# CAPÍTULO 5

## **Recomendaciones para construcción de capas asfálticas**

## MATERIALES ASFÁLTICOS USADOS EN PAVIMENTACIÓN

**P**ara la ejecución de pavimentos flexibles se hacen las siguientes recomendaciones relacionadas con los materiales, la fabricación en planta, el transporte, uso genérico del *finisher* y metodología de compactación y control, tomadas del manual *Mémento des spécifications françaises Chaussées del Ministère des Transports*. En otra obra se tratarán en detalle la física de nivelamiento del *finisher* y la compactación dinámica de las capas asfálticas.

### INTRODUCCIÓN

Las especificaciones para las mezclas asfálticas en caliente destinadas a capas de rodadura y base negra exigen el empleo de agregados muy elaborados. Sin embargo, es posible lograr mezclas de buena calidad usando agregados locales menos seleccionados, siempre y cuando se realice un estudio cuidadoso en laboratorio. Las arenas asfálticas podrán utilizarse también en rodadura.

Se emplean dos tipos de mezclas asfálticas:

- Las destinadas a los pavimentos con capas tratadas con ligantes hidráulicos (soporte poco deformable), para las cuales la prioridad es la resistencia al ahuellamiento y no a la fatiga.
- Las destinadas a los pavimentos flexibles nuevos no tratados o al refuerzo de las capas de rodadura de los pavimentos tradicionales, para las cuales la prioridad es la resistencia a la fatiga.

En la ejecución de un trabajo de pavimentación resulta esencial obtener una densidad que, en el caso de los pavimentos asfálticos, se denomina compacidad.

Se define como compacidad  $c$  la relación entre el volumen real del granular más el ligante con respecto al volumen aparente de la mezcla:

$$c = \frac{\text{Volumen real del granular} + \text{Volumen real del ligante}}{\text{Volumen aparente de la mezcla}}$$

## MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE PARA CAPAS DE RODADURA Y DE LIGA SOBRE SOPORTES POCO DEFORMABLES

Se establecen dos categorías de mezclas en caliente para capas de rodadura y de liga sobre un soporte poco deformable, es decir, con capas tratadas:

- Mezclas asfálticas semiabiertas para capas de rodadura o de liga, con granulometrías discontinuas.
- Concretos para capas de rodadura.

## MEZCLAS ASFÁLTICAS SEMIABIERTAS

### Granulometría

Se establecen dos tipos de mezclas asfálticas semiabiertas (0/10 y 0/14), cuyos espesores de aplicación son de 6 a 7 cm (mínimo absoluto 5 cm compacto) para 0/10 y 7 a 9 cm (mínimo absoluto 6 cm compacto) para los 0/14, respectivamente.

Los rangos de la especificación granulométrica se indican en la tabla 5.1.

**Tabla 5.1**  
Rangos de la especificación granulométrica para mezclas asfálticas en caliente

Tamaño de partícula (mm)	0/10 Pasa (%)	0/14 Pasa (%)
14	-	94 a 100
10	94 a 100	72 a 84
6,3	65 a 75	50 a 66
4	45 a 60	40 a 54
2	30 a 45	28 a 40
Tamiz para rodadura	7 a 10	7 a 10
Tamiz para base negra	6 a 9	6 a 9

### Contenido en ligante

El contenido en ligante debe definirse mediante un estudio de laboratorio utilizando la fórmula siguiente:

$$\text{Contenido en ligante} = \alpha K^3 \sqrt{\Sigma}$$

$$\alpha = \frac{2,65}{\gamma_G}$$

Los valores mínimos de los módulos de riqueza  $K$  son de 3,3 y 3,4 para las mezclas asfálticas 0/14 y 0/10, respectivamente.

Para un peso específico de los partículas de 2,65 g/cm<sup>3</sup> y los espesores óptimos de colocación en obra (6 cm para el 0/10 y 8 cm en 0/14), las dosificaciones de asfalto están comprendidas generalmente entre:

- 5,5 y 5,8% para los 0/14
- 5,8 y 6,1% para los 0/10

La conveniencia de los contenidos en ligante por fuera de este rango deberá justificarse mediante ensayos de laboratorio.

### Propiedades

Las propiedades mínimas requeridas para mezclas asfálticas se establecen en las tablas 5.2 y 5.3. Los ensayos en el aparato de compactación giratorio permiten prever con una buena precisión la compacidad que se obtendrá en obra, con base en la compacidad obtenida en un número de giros igual a diez veces el espesor de aplicación expresado en centímetros (norma IDU-300).

Cuando se considere una formulación completamente nueva, debe complementarse el estudio con un ensayo de tracción (norma IDU - 200), el cual permite conocer el comportamiento del material a la fatiga.

**Tabla 5.2**  
Propiedades mínimas requeridas de las mezclas asfálticas  
para capas de rodadura o base negra

Ensayo	Norma	Mezcla asfáltica semiabierta para capas de rodadura o capas de liga	
		0/10	0/14
<b>Ensayo de compactación giratoria</b>			
- Compacidad a 10 giros (C10)	IDU-300	< 89%	< 89%
- Compacidad a 60 giros (C60)		92 - 95%	-
- Compacidad a 80 giros (C80)		-	93-96%
<b>Ensayo de compresión simple</b>			
- Compacidad	INV E-747	91% C 95%	92% C 96%
• Capa de rodadura		90% C 94%	90% C 94%
• Capa de ligadura			
- Resistencia a la compresión a 18 °C, R en MPa			
• Con asfalto 180/220		>4	>4
• Con asfalto 80/100		>5	>5
• Con asfalto 60/70		>6	>6
• Con asfalto 40/50		>7	>7
Relación = $\frac{R \text{ seco}}{r \text{ luego de inmersión}}$		>0,75	>0,75
<b>Ensayo Marshall</b>			
- Compacidad	INV E-748	≤97%	≤97%
• Capa de rodadura		≤95%	≤95%
• Capa de ligadura			
<b>Ensayo de ahuellamiento</b>			
Profundidad del ahuellamiento en % del espesor de la losa a 30.000 ciclos, a 60 °C con el asfalto especificado para la obra, estimado para la compacidad para tráfico T <sub>4</sub> -T <sub>5</sub>	INV E-756		
• C60		<10%	-
• C80		-	< 10%

- Mezcla asfáltica semiabierta

**Tabla 5.3**  
Especificaciones relativas al ensayo de tracción

Ensayo de tracción	Mezclas asfálticas semiabiertas 0/10 y 0/14		
	Asfalto 40/50	Asfalto 60/70	Asfalto 80/100
Módulo a 10 °C en 0,02 s ( $\epsilon = 10^{-4}$ ) en MPa	>8.000	>6.000	>4.000
Módulo a 0 °C en 300 s ( $\epsilon = 10^{-4}$ ) en MPa	>3.000	>1.500	>700
Pérdida de linealidad a 0 °C en 300 s	<0,37	<0,30	<0,25

## MEZCLA ASFÁLTICA DE MANTENIMIENTO EN CAPA DELGADA

Las mezclas asfálticas para capas de pavimentos con espesor de 5 cm compactos tienen como función principal el refuerzo de pavimentos existentes o pavimentos nuevos construidos para evitar degradaciones de superficie y para las cuales se pretenda, mediante trabajos de mantenimiento preventivo, garantizar las características de rodadura adecuadas en seguridad y confort, así como conservar la integridad de la capa de superficie y sus cualidades protectoras en relación con las capas inferiores. Se establecen tres tipos de carpetas de mantenimiento, fabricadas con material discontinuo 0/10 o 0/14.

En la tabla 5.4 se resumen las características requeridas de los tres tipos de mezcla para carpetas asfálticas nuevas o para mantenimiento de poco espesor.

**Tabla 5.4**  
Propiedades mínimas requeridas para carpetas de mantenimiento

Características	Tipos de carpetas nuevas o de mantenimiento				
	1	2		3	
	0/10	0/10	0/14	0/10	0/14
O/D	0/10	0/10	0/14	0/10	0/14
Tramo horizontal en la curva granulométrica	2 a 6 mm	4 a 6 mm	4 a 6 mm	4 a 6 mm	4 a 6 mm
Fracciones necesarias para la recomposición	0/2, 6/10 finos de aporte	0/2, 2/4 6/10 o 0/4, 6/10 finos de aporte	0/2, 2/4, 6/10, 10/14 o 0/4, 6/10 y 10/14 finos de aporte	0/2, 2/4 6/10 o 0/4, 6/10 finos de aporte 0/2 redondeado (0 o 10%)	0/2, 2/4 6/10 10/14 o 0/4, 6/10 y 10/14 finos de aporte 0/2 redondeado (0 o 10%)
Curva teórica					
Pasa tamiz					
14 mm	-	-	100	-	100
10 mm	100	100	75	100	76
6 mm	35	53	50	53	50
4 mm	35	53	50	53	50
2 mm	35	38	35	38	32
0,08 mm	8	11	11	8	8
Contenido en ligante medio para un peso específico real de referencia	5,7	6,0	6,0	5,7	5,7
Espesores medios	3 a 4 cm	3 a 4 cm	4 cm	3 a 4 cm	4 cm

## TIPOS DE CARPETAS DE MANTENIMIENTO

Se establecen las propiedades mínimas para las carpetas asfálticas nuevas o de mantenimiento en las tablas 5.5 y 5.6.

**Tabla 5.5**  
Propiedades mínimas requeridas para carpetas asfálticas de mantenimiento

Ensayo	Norma	Mezclas 0/10 y 0/14	
		Tipo 1	Tipos 2 y 3
Ensayo de compresión simple			
Relación = $\frac{r \text{ luego de inmersión}}{R \text{ antes de inmersión}}$	INV E-747	> 0,8	
Ensayo de compactación giratoria			
Compacidad a 10 giros (C10)	ASTM D3387-83	< 91%	
Compacidad a 40 giros (C40)			
Mínima		91%	93%
Máxima		96%	96%
Ensayo de ahuellamiento			
Profundidad de ahuellamiento estimada a la compacidad C40 con asfalto de la misma penetración que el escogido para la obra	INV E-756	< 20 mm a 3000 ciclos y < 10 mm a 1000 ciclos	

**Tabla 5.6**  
Parámetros requeridos del ensayo de tracción para carpetas asfálticas de mantenimiento

Ensayo de tracción	Asfalto 80/100	Asfalto 60/70	Asfalto 40/50
Módulo a 0,02 s, 10 °C, $\epsilon = 10^{-4}$	>6.000 MPa	>7.000 MPa	>8.000 MPa
Módulo a 1000 s, 10 °C, $\epsilon = 10^{-4}$	>2.000 MPa	>2.500 MPa	>4.000 MPa
No linealidad 1- $\nu$	$\leq 0,35$	$\leq 0,35$	$\leq 0,35$

## FINOS DE APORTE PARA MEZCLAS ASFÁLTICAS DE RODADURA

Puede haber necesidad de adicionar finos para la fabricación de mezclas asfálticas de rodadura cuando el contenido en finos de los granulares resulta insuficiente. Los finos de adición están constituidos normalmente de material calcáreo triturado, pero pueden ser también de cal grasa, cenizas volantes o cemento.

Las especificaciones granulométricas son las siguientes:

- Porcentaje que pasa el tamiz de 0,08 mm > 80%.
- Porcentaje que pasa el tamiz de 0,2 mm = 100%.

Los finos de adición deben cumplir con las especificaciones establecidas en la tabla 5.7.

**Tabla 5.7**  
Especificaciones para finos de adición

Parámetro	Norma	Valor límite recomendado
Índice de vacío Rinden	INV E-736	IVR = $\leq 40\%$
Capacidad de absorción (cantidad de finos necesarios para absorber 15 g de asfalto 60/70)	INV E-781	PA = $\geq 40$ g
Capacidad de rigidez (diferencia entre la temperatura del punto de ablandamiento bola anillo de un asfalto 60/70 y de una mezcla de referencia compuesta de 60% de finos y 40% del mismo asfalto 60/70)	INV E-712	TBA = $\leq 20$ °C
Ensayo de azul de metileno (cantidad de azul absorbido por 100 g de finos)	INV E-235	AM = $\leq 0,8$ g
Ensayo resistencia al agua en película delgada (ensayo de compresión simple realizado sobre una mezcla compuesta por 85% de arena 0/2 mm lavada, 15% de finos por estudiar y 5% de asfalto 60/70)	INV E-747	r/R > 0,50
Superficie específica Blaine	INV E-302	Entre 3.000 y 7.000 cm <sup>2</sup> /g
Contenido de cal viva (CaO) para el caso de granulares porosos		< 1% de la mezcla

## MEJORADORES DE ADHESIVIDAD PARA MEZCLAS ASFÁLTICAS

No existen especificaciones relativas a los mejoradores de adhesividad destinados a mejorar la resistencia al agua de las mezclas o la adhesividad ligante - material granular, o ligante con la antigua calzada en el caso de los tratamientos superficiales. Estos productos, aminas grasas, deben someterse a una evaluación experimental en laboratorio, así como a una aprobación por parte de la interventoría o de la entidad contratante.

Su eficiencia debe comprobarse por medio de los siguientes ensayos:

- Ensayo de placa Vialit (norma INV E -775).
- Ensayo de resistencia del ligante en presencia de agua (norma INV E - 747).

## EQUIPOS DE FABRICACIÓN

### Centrales asfálticas

#### *Categorías y clases de centrales*

Las centrales asfálticas se utilizan para fabricar en caliente las mezclas asfálticas para capas de rodadura o de liga, y las gravas o arenas asfálticas.

Se definen tres categorías de centrales asfálticas, según su modo de funcionamiento:

- Categoría C: centrales continuas.
- Categoría D: centrales discontinuas de fabricación única.
- Categoría E: centrales discontinuas de fabricación múltiple.

Dentro de cada categoría se definen las clases 1, 2 y 3, según el grado de perfeccionamiento técnico de cada uno de los elementos de la central, y las facilidades para la centralización de las lecturas, los registros, la seguridad, la toma de muestras y la regulación de las cantidades. Los usos específicos para cada una de las categorías de centrales son los siguientes:

- Categoría C: obras de gran tamaño, donde se requiera la fabricación de máximo una y ocasionalmente dos fórmulas de mezclas diferentes. Es más robusta, móvil, simple y económica que la categoría D.
- Categoría D: puede usarse en las mismas condiciones de utilización que una central continua (categoría C), colocando la clasificadora-dosificadora por fuera de la línea de producción.
- Categoría E: debe utilizarse en caso de múltiples cambios de fabricación, o paradas frecuentes. En general, es más costosa; se adapta bien a las instalaciones fijas.

Las centrales de mezcla del tipo secador-mezclador, las cuales se denominan TSE, incluyen un tambor-secador mezclador que asegura parcial o totalmente las dos funciones, "calentamiento" y "deshidratación" por un lado, y "mezclado" por otro. La aceptación de su uso está supeditada a una experimentación preliminar, donde se verifique la calibración del equipo y se obtengan mezclas satisfactorias. Este tipo de central tiene el mismo dominio de empleo que las centrales de categorías C y D, y puede utilizarse en condición fija o móvil. Este es un equipo más simple, menos costoso y más económico en energía que las centrales de las categorías C y D.

### **Controles**

Los controles para las centrales asfálticas incluyen los siguientes aspectos:

- Aprobación del equipo propuesto por el contratista en la evaluación de ofertas.
- Aceptación del equipo luego de instalarlo en el sitio de la obra.
- Verificación del equipo antes de iniciar los trabajos en obra.
- Controles de calibración y funcionamiento realizados por el contratista antes de la ejecución de los trabajos y durante su realización.

En las tablas 5.8 y 5.9 se presenta la descripción de las clases de central (la primera para centrales de categoría C y la segunda para centrales de categoría D o E), las cuales deben servir de base al contratista en el momento de presentar su oferta para adjuntar toda la documentación de control que permita al contratante juzgar rápidamente si el equipo ofrecido cumple con los requerimientos tanto en el momento de evaluación de las ofertas como en el momento de instalación en obra.

**Tabla 5.8**  
Características exigidas a las centrales asfálticas de categoría C

Clase	Clase 1	Clase 2	Clase 2
Función		Requerimientos complementarios con respecto a la clase 1	
<b>Almacenamiento de ligante. Calentamiento</b>	Medida de la temperatura con termómetro de precisión $\pm 5$ °C. Tolerancia en las variaciones de temperatura $\pm 10$ °C.	Tolerancia en las variaciones de temperatura $\pm 5$ °C.	Medida de la temperatura con termómetro de precisión $\pm 2$ °C. Registro de la temperatura. Regulación de la temperatura $\pm 5$ °C.
<b>Almacenamiento y dosificación de finos de aporte</b>	Silos. Dosificación volumétrica (o ponderal)	Silos con indicador de las características siguientes: -Contenido total, caudal de finos en relación con la fórmula utilizada y tiempo. -Detector de fugas.	Silos con un sistema de alarma y de seguridad. Dosificación ponderal con precisión de $\pm 10\%$ .
<b>Dosificación de materiales granulares</b>	Por tandas o tolvas dosificadoras	-Por tolvas dosificadoras con un sistema de alarma y de seguridad -Mezclador de las cantidades aportadas por los dosificadores. -Dosificación volumétrica para las gravillas y las arenas no trituradas para llenante. -Dosificación volumétrica con control ponderal para las arenas trituradas para llenante. -Tolva dosificadora de reincorporación de materiales o mezclas incompletas debidas a las paradas de la central.	-Por tolvas dosificadoras con sistema de alarma y de seguridad. -Dosificación volumétrica para gravillas y arenas normales. -Dosificación <sup>(1)</sup> ponderal para las arenas que contienen más de 10% de finos. -Precisión en la dosificación $\pm 5\%$ .
<b>Secado y calentamiento de materiales granulares</b>	Debe permitir bajar la humedad a menos de 0,5% y llevar el material granular a la temperatura prescrita.		Debe permitir bajar la humedad a menos de 0,5% y llevar el material granular a la temperatura prescrita.
<b>Almacenamiento de materiales granulares secos</b>	Tolva intermedia	Tolva intermedia con sistema de alarma y de seguridad (indicadores de nivel)	Tolva intermedia con sistema de alarma y de seguridad.
<b>Introducción y dosificación del ligante</b>	Dosificación volumétrica ponderal con precisión de $\pm 2\%$ .	Control continuo de la cantidad de ligante suministrado.	-Dosificación volumétrica o ponderal con precisión $\pm 2\%$ . -Control continuo de la cantidad de ligante suministrado.
<b>Alimentación en materiales granulares al mezclador</b>	Sistema de alimentación continuo que permita regular la cantidad con una precisión de $\pm 3\%$ .		Sistema de alimentación continuo que permita regular la cantidad con una precisión de $\pm 3\%$ .
<b>Disposiciones diversas</b>		-Centralización de los indicadores y seguridades. -Dispositivos que permitan la calibración.	-Centralización de los indicadores, registradores y seguridades. -Dispositivos que permitan la calibración.

(1) Toda la instrumentación de la central debe calibrarse con certificados vigentes, expedidos por una entidad autorizada.

**Tabla 5.9**  
Características exigidas a las centrales asfálticas de categoría D o E.

Función \ Clase	Clase 1	Clase 2 Requerimientos complementarios con respecto a la clase 1	Clase 2
<b>Almacenamiento de ligante. Calentamiento</b>	Medida de la temperatura con termómetro de precisión $\pm 5$ °C. Tolerancia en las variaciones de temperatura $\pm 10$ °C.	Tolerancia en las variaciones de temperatura $\pm 5$ °C.	Medida de la temperatura con termómetro de precisión $\pm 2$ °C. Registro de la temperatura. Regulación de la temperatura $\pm 5$ °C.
<b>Almacenamiento y dosificación de finos de aporte</b>	Silos. Dispositivo propio de pesaje	Precisión en la dosificación de $\pm 5\%$	Silos con un sistema de alarma y de seguridad. Dosificación ponderal con precisión de $\pm 5\%$ .
<b>Dosificación de materiales granulares</b>	Por tandas o tolvas dosificadoras	-Por tolvas dosificadoras con un sistema de alarma y de seguridad -Mezclador de las cantidades aportadas por los dosificadores. -Dosificación volumétrica para las gravillas y las arenas no trituradas para llenante. -Dosificación volumétrica con control ponderal para las arenas trituradas para llenante.	-Por tolvas dosificadoras con sistema de alarma y de seguridad. -Dosificación volumétrica para gravillas y arenas normales. -Dosificación <sup>(1)</sup> ponderal para las arenas que contienen más de 10% de finos. -Precisión en la dosificación $\pm 5\%$ .
<b>Secado y calentamiento de materiales granulares</b>	Debe permitir bajar la humedad a menos de 0,5% y llevar el material granular a la temperatura prescrita.		Debe permitir bajar la humedad a menos de 0,5% y llevar el material granular a la temperatura prescrita.
<b>Almacenamiento de materiales granulares secos</b>	Tolva intermedia	Tolva intermedia con sistema de alarma y de seguridad (indicadores de nivel)	Tolva intermedia con sistema de alarma y de seguridad.
<b>Introducción y dosificación del ligante</b>	Dosificación volumétrica ponderal con precisión de $\pm 2\%$ .		-Dosificación volumétrica o ponderal con precisión $\pm 2\%$ . -Pesado automático de los granulares.
<b>Alimentación en materiales granulares al mezclador</b>	Pesaje del granular. Tolerancia en las variaciones del peso del $\pm 3\%$ .	Pesaje del granular automático. Tolerancia en las variaciones del peso del $\pm 2\%$ .	Pesaje del granular automático. Tolerancia en las variaciones del peso del $\pm 2\%$ .
<b>Mezclado</b>		-Contador automático de la cantidad de veces que se carga la tolva -Contador de tiempo para regular la duración de mezclado	-Contador automático de la cantidad de veces que se carga la tolva -Contador de tiempo para regular la duración de mezclado
<b>Disposiciones diversas</b>		-Centralización de los indicadores y seguridades. -Dispositivos que permitan la calibración. -Ciclos de pesado automáticos	-Centralización de los indicadores, registradores y seguridades. -Dispositivos que permitan la calibración.

(1) Toda la instrumentación de la central debe calibrarse con certificados vigentes, expedidos por una entidad autorizada.

Las centrales de tipo secador-mezclador (TSE) deben recibir una autorización de utilización por parte del interventor, teniendo en cuenta estas prescripciones particulares:

- El secador-mezclador debe permitir la obtención de una humedad residual en las mezclas inferior al 0,5%.
- Las centrales deben estar equipadas con un dispositivo de control de la dosificación en ligante por peso de los materiales secos (granulares más finos de aporte).
- Las centrales deben tener un sistema de medida ponderal de las cantidades de materiales fríos (granulares más finos) para dosificar el ligante.
- Las características de la mezcla (tiempo de permanencia en el tambor y duración de mezclado) se establecen de acuerdo con los parámetros de construcción y de funcionamiento definidos por el contratista.
- Las plantas han de estar equipadas con un dispositivo de evacuación de las mezclas. En el caso de sistemas continuos, debe preverse un dispositivo antisegregación para la tolva intermedia o la tolva de almacenamiento.

### **Dosificadores de materiales granulares**

Los dosificadores de materiales granulares de las centrales de mezcla o centrales asfálticas deben ser objeto de una verificación de aptitud en la cual se establezca claramente la identificación por marca y por tipo. En cada elemento se deben referenciar los siguientes aspectos:

- Identificador del dosificador.
- Cualidades técnicas del dosificador.
- Rangos de utilización y observaciones.

Estos aspectos deben permitir la evaluación del equipo en el análisis de ofertas y luego la verificación y calibración respectiva al comienzo de los trabajos.

### **Equipos de extendido y terminado**

El uso del *finisher* es obligatorio para las mezclas en caliente excepto en los siguientes casos:

- Granulares asfálticos para obras pequeñas de bajo tráfico en las cuales se puede utilizar una motoniveladora.

- El refuerzo de pavimentos deformados en los que se necesita una capa de renivelación, en cuyo caso es preferible usar la niveladora.

### **Equipos de compactación**

Los compactadores para capas de productos mezclados en caliente, al igual que en otros casos, deben someterse a pruebas de aptitud, cuyos resultados deben documentarse convenientemente y presentarse como documentos de la oferta al momento de la licitación. Dependiendo de las condiciones previsibles de la obra, tales como la formulación de las mezclas, el espesor, el rendimiento y la velocidad de avance del conjunto de los equipos de compactación, se deben definir aspectos relevantes como naturaleza, número y principales parámetros de los equipos que se van a utilizar.

Se debe hacer referencia específica a la experiencia con el equipo en obras equivalentes, o a los resultados de evaluaciones con tramos de prueba.

La evaluación detallada del equipo debe incluir obligatoriamente aspectos como los pesos, las dimensiones, las velocidades, la transmisión, las características de vibración, los tipos de neumáticos, la presión de inflado, al igual que otros aspectos similares aplicables.

### **Ejecución de los trabajos**

#### ***Fabricación de las mezclas***

##### ***Emisiones de polvo***

Luego de las calibraciones iniciales de la central, se debe acordar la autorización para la iniciación de trabajos si los resultados de las evaluaciones son satisfactorios y si las mediciones de emisión de polvo efectuadas por el contratista indican concentraciones de polvo en los gases a la salida de la chimenea en  $\text{mg} / \text{Nm}^3$ , dentro de los valores admisibles dados en las tablas 5.10 y 5.11.

**Tabla 5.10**  
Centrales provisionales emisión de polvo

Rendimiento de la central	Distancia al sitio habitado más cercano		Altura de la chimenea
	≤3.000 m	> 3.000 m	
Rendimiento < 150 ton / hora	150 mg	500 mg	> 8 m
Rendimiento ≥150 ton / hora	150 mg	150 mg	> 13 m

**Tabla 5.11**  
Centrales fijas emisión de polvo admisible

Distancia a la agrupación de vivienda más cercana	Distancia al sitio habitado más cercano	
	≤500 m y ≤1 km	> 500 m y > 1 km
Rendimiento < 150 ton / hora	150 mg	500 mg
Rendimiento ≥150 ton / hora	150 mg	150 mg

#### *Controles por parte del contratista*

El contratista será el responsable de controlar el buen funcionamiento de los elementos esenciales de la central:

- Aportes de los dosificadores de agregados, de la bomba de ligante y del dispositivo de finos.
- Temperatura y contenido de agua de los agregados secos.
- Temperatura del ligante y consumo promedio.

Se deben realizar los controles, ajustes y calibraciones que se requieran.

En relación con los concretos asfálticos, se establecen los siguientes controles:

- Una temperatura máxima de los agregados antes del mezclado de 180 °C y un contenido de agua máximo a la salida del secador de 0,5%.
- Las temperaturas de introducción del asfalto en el mezclador dentro de los límites dados en las tablas 5.12 y 5.13, y las temperaturas para las centrales C, D y F.

**Tabla 5.12**  
Temperaturas de introducción del material asfáltico en el mezclador

Tipo de asfalto	Rango de temperaturas admisibles
80/100	145 - 155 °C
60/70	150 - 160 °C
40/50	155 - 165 °C

**Tabla 5.13**  
Temperaturas de mezcla para las centrales C, D y F

Tipo de asfalto	Rango de temperaturas admisibles
80/100	140 - 160 °C
60/70	145 - 165 °C
40/50	155 - 165 °C

Para las centrales de tipo secador-mezclador (TSE), las anteriores temperaturas admisibles pueden bajarse hasta en 15 °C, siempre y cuando se logre una compactación adecuada en función de las condiciones meteorológicas de realización, de las distancias de transporte y de la formulación de la mezcla y de la composición del conjunto de equipos de compactación.

La entidad contratante o la interventoría han de realizar sus propios controles durante la fabricación, sobre los aportes de agregados, de los finos (recuperación y aporte) y del ligante, las temperaturas de los agregados antes del mezclado y la dosificación en ligante. Estos parámetros deben controlarse en forma continua para obras importantes, utilizando sistemas automáticos de adquisición de datos para la central de mezclas.

Para las centrales continuas (categoría C) puede emplearse un método de control continuo, basado en la utilización simultánea de un medidor del flujo de asfalto y en el peso de los camiones, lo cual permite determinar para cada camión:

- El rendimiento del mezclador en ton/hora.
- El peso de los agregados secos.
- El aporte del asfalto en kg/hora.
- El contenido en ligante promedio del camión.
- El peso acumulado de la mezcla fabricada.

La granulometría y el contenido en asfalto deben controlarse por el método de lavado en tricloroetileno de mezclas de la muestra (norma INV, E-713).

Se pueden adaptar también sistemas de adquisición automática de datos para las centrales no continuas (categorías D y E) y para las centrales de tipo secador-mezclador (TSE).

#### *Evaluación de los controles*

Los resultados de los controles deben evaluarse a partir de los siguientes criterios:

- a) Método de medición del caudal utilizado para centrales continuas (evaluado sobre una jornada de fabricación, sobre al menos 20 camiones), (tabla 5.14).
- Promedio: resultado aceptable si su variación relativa al contenido de ligante es  $< 2\%$ .
- Dispersión.

**Tabla 5.14**  
Coeficientes de variación para el control del caudal

Coeficiente de variación	Calificación
$\sigma / m < 1\%$	Muy bueno
$1\% < \sigma / m < 2\%$	Bueno
$2\% < \sigma / m < 3\%$	Medio
$3\% < \sigma / m < 4\%$	Regular
$4\% \leq \sigma / m$	Malo

#### b) Método de control por extracción

Para cada característica (l: contenido en ligante, p: porcentaje de partículas inferiores a 2 mm y a 6 mm, f: contenido de finos) se debe evaluar el resultado de cada ensayo  $l_i$ ,  $p_i$  y  $f_i$  para al menos seis medidas durante la jornada. El resultado se califica de la siguiente manera (tabla 5.15):

**Tabla 5.15**  
Método de control del caudal por extracción

	Contenido de ligante $l_i$ (%)	Pasante 2 mm y 6 mm $p_i$ (%)	Contenido de finos $f_i$ (%)
Bueno	$l-0,2 < l_i < l + 0,2$	$p-3 < p_i < p+3$	$f-0,7 < f_i < b+0,7$
Aceptable	$l-0,3 < l_i < l + 0,3$	$p-5 < p_i < p+5$	$f-1 < f_i < f+1$

Luego se realiza la evaluación global sobre el conjunto de la siguiente manera (tabla 5.16):

**Tabla 5.16**  
Evaluación global del caudal en la planta

Coefficiente de variación del contenido de ligante	Calificación
$\sigma / m < 2\%$	Muy bueno
$2\% < \sigma / m < 3\%$	Bueno
$3\% < \sigma / m < 4\%$	Medio
$4\% < \sigma / m < 5\%$	Regular
$5\% \leq \sigma / m$	Malo

$\sigma/m$  = coeficiente de variación = desviación estándar/media.

### *Carga, transporte y descarga de mezclas*

El parque de camiones ha de permitir la evacuación normal de la producción de la planta y la alimentación regular de las obras de extendido. Los camiones deben cumplir con las disposiciones siguientes:

- La altura del fondo de la compuerta de la volqueta y la parte superior de la tolva del *finisher* deben ser tales que no exista contacto entre los dos equipos.
- Los camiones deben estar equipados con lona protectora para evitar el enfriamiento de las mezclas.

Los platonos de los camiones deben ser metálicos, estar limpios de todo cuerpo extraño y permanecer engrasados sin exceso en el interior por medio de aceite soluble o con jabón antes de la recarga (está prohibida la utilización de productos solventes).

La lona que lleva cada camión se pondrá inmediatamente después de terminar de cargar el platón y sólo se podrá retirar cuando se haya vertido la totalidad del material en la tolva del *finisher*.

La aproximación de los camiones al *finisher* debe hacerse cuidadosamente para que no haya ningún impacto, parando el camión delante del *finisher* y esperando el contacto de los rodillos de este último. Los sobrantes eventuales de mezcla, luego de la descarga, deben eliminarse.

## Reconocimiento del soporte, extendido y nivelación

### Preparación de la subrasante

Se debe realizar el reconocimiento de la superficie de la subrasante y verificar que ésta cumpla con las especificaciones y las normas existentes.

Para pavimentos muy deformados, se deberá efectuar una nivelación inicial por fresado o por adición de mezcla asfáltica con agregados de diámetro pequeño ( $D < 10$  mm), con al menos el 10% de arena redondeada y con un asfalto de la misma clase del de la capa que se va a aplicar. Previamente a la colocación de la capa, hay que realizar un barrido y una limpieza de la superficie que se va a revestir, y aplicar una capa de liga con emulsión catiónica, a razón de 200 a 300 g/m<sup>2</sup> de asfalto residual, manteniendo una distancia máxima de 100 m con el *finisher*.

### Extendido

El extendido debe realizarse mediante un *finisher* capaz de esparcir la mezcla asfáltica sin producir segregación, respetando el alineamiento, los perfiles y los espesores preestablecidos.

Una adecuada calibración del *finisher* debe incluir instrucciones precisas referentes a la carga del túnel de transferencia, el sistema de tornillos de repartición, su funcionamiento, su altura y el cierre requerido de la tolva, con el fin de ofrecer un nivel de precompactación que garantice la estabilidad bajo compactación y que no reproduzca los defectos de la capa de la subrasante o plataforma de soporte.

La velocidad del *finisher* debe ser lo más regular posible, con una velocidad máxima admisible de 7 m / min.

**Tabla 5.17**  
Rangos de temperaturas admisibles a la salida del *finisher*

Tipo de asfalto	Temperatura normal de extendido (°C)	Temperatura mínima (°C)
80/100	130 – 150	120
60/70	135 – 155	130
40/50	140 – 160	130

En caso de trabajar en condiciones atmosféricas desfavorables (vientos fuertes, tiempo nublado o temperaturas muy bajas) se deben tomar las precauciones necesarias para limitar el enfriamiento durante el transporte, tales como reducción del número de paradas, utilización de carpas y, eventualmente, el uso de camiones térmicos. Cuando se presenten condiciones de lluvia, se tienen que tomar precauciones particulares para evitar que el pavimento se humedezca, por lo que el proceso de compactación debe ser más rápido.

Para minimizar problemas con la ejecución de las juntas transversales y longitudinales el contratista puede recurrir a la utilización de *finishers* de gran ancho o de tabla ancha, o de *finishers* en paralelo o acoplables para minimizar la longitud de juntas longitudinales.

### ***Terminado***

El terminado, que puede realizarse por nivelación o por planeidad de la superficie, se ejecutará como se explica a continuación.

#### ***Terminado por nivelación***

El terminado por control de la nivelación puede realizarse de manera manual o automática con respecto a obras independientes a la calzada, o en relación con obras anexas y ligadas a dicha calzada.

La nivelación automática, con respecto a obras independientes de la calzada, se refiere a la nivelación relacionada con pavimento de otras obras importantes. La nivelación con respecto a obras anexas a la calzada se refiere al caso de obras como rectificaciones, ampliaciones (en cuyo caso la referencia puede ser el mismo eje o borde de la calzada existente), separadores y zonas urbanas o singulares.

Los controles en la nivelación deben realizarse de acuerdo con lo siguiente:

- Sobre el eje y los bordes, como mínimo, y sobre cada perfil transversal del proyecto, en los casos de referenciación a obras independientes de la calzada.
- En puntos seleccionados sobre perfiles espaciados cada 10 m en los casos de referenciación a obras anexas a la calzada.

Las tolerancias admisibles con respecto a las cotas establecidas para el 95% de los puntos controlados son las indicadas en las tablas 5.18 y 5.19.

**Tabla 5.18**  
Tolerancias admisibles para terminado con respecto a obras independientes a la calzada

	En los perfiles de referencia	Otros perfiles
Capa de subrasante	± 3 cm	± 3 cm
Capa de base	± 2 cm	± 2.5 cm
Capa de liga	± 1 cm	± 1.5 cm

**Tabla 5.19**  
Tolerancias admisibles para terminado de obras anexas y ligadas a la calzada

	En los límites de obra existentes	En otros puntos del perfil transversal
Rectificación del perfil transversal	1 cm	2 cm
Ensanchamiento	2 cm	3 cm
Andén, berma, bordillo, etc.	2 cm	3 cm

Si las tolerancias no se respetan sino en un rango del 90 al 95% de los puntos, el contratista debe hacer a su cargo las correcciones necesarias para cumplir las tolerancias admisibles, o de lo contrario se le aplicarán las penalidades establecidas en el contrato.

Si más del 10% de los puntos están por fuera de las tolerancias admisibles o más del 20% de los puntos de una sola jornada no cumplen con dichas tolerancias, debe interrumpirse la obra y el contratista tiene que proponer un cambio en los métodos o equipos utilizados. Dicho cambio debe someterse a la aprobación del contratante o el interventor.

Si las tolerancias no se respetan para el 20% o más puntos de un tramo particular, el contratista deberá realizar correcciones en la nivelación del tramo comprometido, de acuerdo con un procedimiento propuesto por el mismo y aceptado por la entidad contratante o la interventoría.

El contratista debe efectuar además un control de flechas transversales con la regla de 3 m, y un control longitudinal mediante una regla rodante de 3 m. Las tolerancias en las flechas para una capa realizada sobre una capa de soporte que satisface también las condiciones indicadas se muestran en la tabla 5.20.

**Tabla 5.20**  
Tolerancias admisibles en las flechas

		Flechas máximas (cm)			
		Subbase	Base	Capa de liga	Rodadura
Obras principales	Longitudinal	2	1	0,5	0,3
	Transversal	3	1,5	0,8	0,5
Otras obras	Longitudinal	3	1,5	0,8	0,5
	Transversal	4	2	1	0,7

Estas tolerancias se aplican también a los desniveles entre juntas.

Igualmente, se debe hacer el control de los peraltes, en cuyo caso la pendiente real entre el eje y el borde no debe desviarse de la pendiente teórica en más del 1,5% en capas de refuerzo y en más del 1% en capas de rodadura, para más del 5% de los perfiles investigados.

#### *Terminado de la superficie*

El terminado por la cantidad de material colocado y control del perfil transversal de la superficie se utiliza generalmente para las capas de rodadura y bases asfálticas aplicadas sobre un soporte que cumpla los requisitos de nivelación. El *finisher* trabaja con nivel bloqueado y aplica un espesor constante. Se puede emplear una viga de referencia lateral articulada de al menos 9 m de longitud, jalada por el *finisher*.

Los controles se hacen sobre la cantidad promedio de mezclas colocada en obra por unidad de superficie, sobre las flechas y, eventualmente, sobre los perfiles transversales y la planeidad.

Se tendrán que corregir los trabajos si esto es técnicamente posible o de lo contrario se deberá demoler, evacuar y reconstruir el tramo correspondiente, hasta cumplir las especificaciones.

Los controles de las flechas y los perfiles transversales serán los mismos que para el terminado por nivelación.

El control de la planeidad debe ser estricto, en especial sobre el método y los aparatos utilizados, así como sobre las tolerancias admisibles. El control se realiza en las capas extendidas con verificación de la planeidad, sobre capas de soporte que cumplan los requisitos y no debe hacerse en zonas particulares (como la entrada a puentes, glorietas, etc.).

La especificación mínima de diseño del índice de rugosidad internacional para cualquier vía que se va a construir en la ciudad debe ser de 2,5 m/km de rugosidad máxima del pavimento.

### **Autocontrol del extendido**

Se debe garantizar permanentemente el respeto de todas las condiciones y disposiciones concernientes al extendido (temperaturas, rendimientos y otros), al control de la planeidad, al buen funcionamiento de los dispositivos de nivelación (rieles o hilos de guía, palpadores, sistema de control automático), y a la eliminación de todos los incidentes susceptibles de perturbar el proceso de nivelación o la planeidad (paradas de los *finishers*, choques de los camiones contra el *finisher* y otros).

### **Compactación**

#### *Modalidades de compactación*

Se debe proponer la composición del conjunto de compactadores, con referencia a la experiencia de obras similares. Se construirá un tramo de prueba destinado a precisar las modalidades de compactación (en particular el número de pasadas), excepto para obras pequeñas donde se utilicen mezclas cuyo comportamiento ante la compactación es bien conocido. El tramo de prueba debe permitir la obtención, para el 95% de los ensayos, de al menos el 100% de la compacidad (norma INV E-142) obtenida en promedio en el laboratorio. La compacidad obtenida en al menos el 95% de los ensayos de laboratorio, aquella resultante de un tramo de referencia, la composición del grupo de equipos de compactación y las modalidades de compactación serán parámetros de control para la ejecución de los trabajos. En el caso de que el número de pasadas necesarias no pueda efectuarse en un tiempo tal que la temperatura de la mezcla asfáltica al final de la compactación sea superior a un cierto límite establecido por experiencia, se deberá modificar el conjunto de equipos de compactación y de las modalidades de compactación.

Se puede proponer un conjunto alternativo de equipos de compactación, el cual puede aceptarse siempre y cuando permita obtener la compacidad mínima preestablecida y se sometan a los mismos ensayos y pruebas de cualquier otro conjunto de equipos. El conjunto de equipos de compactación tradicional debe estar compuesto por compactadores neumáticos "en cabeza", asegurando la compactación propiamente dicha, seguidos de cilindros estáticos tándem (con cilindros metálicos lisos) que permitan dar un buen acabado.

Hay que tomar en cuenta otros aspectos, como las modalidades de desplazamiento longitudinal y transversal, la velocidad, la necesidad de equipos que eviten el pegado de la mezcla a las llantas y los cilindros (aceite lubricante) y, en clima frío, la necesidad de limitar el enfriamiento de las llantas por la acción del viento. Los compactadores neumáticos, por su parte, han de aplicar cargas de 30 kN por rueda,

mientras que los neumáticos deben inflarse a presiones entre 0,7 y 0,8 MPa. Un conjunto de equipos de compactación compuesto por rodillos vibrantes puede usarse en los casos de mezclas difíciles de compactar o por problemas de frío y viento, con la reserva de garantizar con anterioridad los niveles de calidad obtenidos sobre el tramo de prueba, tanto en compactación como en macrorrugosidad, supervisando el riesgo de fisuración longitudinal. Tales equipos han de tener una carga por centímetro de generatriz del rodillo vibrante inferior a 350 N, momentos de las excéntricas inferiores a 0,2 m/N y una frecuencia de vibración máxima compatible con un funcionamiento normal del equipo.

### *Controles*

Se velará permanentemente por el cumplimiento de las especificaciones establecidas, tales como rendimiento en la colocación, número y funcionamiento continuo y regular de los equipos, carga, velocidad, plan de trabajo, presión de inflado, distancia máxima al *finisher* y normas de utilización de cada uno de los equipos. Se efectuarán controles en el sitio al menos cada 50 m de vía en sentido longitudinal, que cubran tanto la zona en el eje de la calzada como los bordes laterales. En caso de que los resultados obtenidos en los controles sean inferiores a la compacidad preestablecida, se deben realizar nuevos ensayos de control. Si persisten los resultados deficientes, hay necesidad de usar nuevos métodos de compactación. Cuando un tramo específico presente consistentemente compacidades inferiores a las requeridas, podrá rechazarse, por lo que se deberá demoler, preparar y reconstruir dicho tramo a su cargo.

Los equipos de medida han de ser, al igual que para las capas tratadas o no tratadas, densímetros nucleares, debidamente calibrados y en buen estado de mantenimiento. Se permite en principio emplear gamadensímetros fijos y gamadensímetros de profundidad fija.

### *Caso particular de mezclas asfálticas de granulometría fina*

Las gravas y arenas asfálticas pueden presentar baja estabilidad antes del enfriamiento del asfalto, por lo cual difícilmente podrán soportar el compactador, tendiendo a fisurarse. Por esta razón debe realizarse una precompactación con el *finisher*, utilizando una tabla vibratoria pesada; la compactación ha de efectuarse con un compactador neumático ligero (en promedio 20 kN por rueda), con una presión en los neumáticos inferior a 0,2 MPa, durante el lapso en que la temperatura del producto permanece superior a 80 o 100 °C, o de manera inmediata con un compactador de placas vibrantes, seguida, de ser necesario, de un compactador neumático.

### *Características antideslizantes*

Se deben tomar todas las medidas del caso para evitar superficies de pavimentos lisos. Se definen varias categorías (mezclas asfálticas, tratamientos superficiales y concretos hidráulicos) desde el punto de vista de su rugosidad geométrica caracterizada por el ensayo de altura de arena (norma INV E-791). Se deben seguir las recomendaciones correspondientes dadas en la tabla 5.21.

**Tabla 5.21**  
Clasificación de la rugosidad de las carpetas de rodadura

Clase de revestimiento	Profundidad en arena HA (m)	Textura	Recomendaciones
A	$HA < 0,2$	Muy fina	No se permite
B	$0,2 < HA \leq 0,4$	Fina	Debe limitarse a las secciones en las cuales la velocidad de los vehículos sólo sobrepasará ocasionalmente una velocidad de 80 km/h (por ejemplo, en zonas urbanas).
C	$0,4 < HA \leq 0,8$	Media	Revestimientos normales para las secciones en las cuales la velocidad media se encuentre entre 80 y 120 km/h.
D	$0,8 < HA \leq 1,2$	Gruesa	Debe utilizarse en las secciones sobre las cuales se circula normalmente a velocidades superiores a 120 km/h.
E	$HA > 1,2$	Muy gruesa	Debe utilizarse en casos especiales tales como zonas de peligro al finalizar tramos rectos en que la velocidad es muy elevada



# **CAPÍTULO 1**

---

## **Calzadas en concreto**

## INTRODUCCIÓN

El concreto hidráulico es un material de empleo corriente en edificaciones, en otras obras de ingeniería civil y en las obras de arte.

Este material es muy poco conocido en Colombia, en el sector vial, y su uso es muy escaso en comparación con otros países. Por esta razón es útil consagrar un documento que aporte conocimientos modernos en concepción, construcción, auscultación y mantenimiento de calzadas en concreto de cemento. Ciertos conocimientos, como el dimensionamiento, se tratarán en un capítulo especial.

Las calzadas rígidas se utilizan con una estrategia de construcción y mantenimiento muy diferente de la de las estructuras flexibles o semirrígidas, y están caracterizadas por:

- Inversiones un poco más elevadas en el momento de la construcción.
- Ausencia casi total de trabajos de mantenimiento.
- Mantenimiento preventivo muy reducido y para tráficos muy bajos, durante la vida de servicio.

Por tales razones, esta estrategia se adapta muy bien en los siguientes casos:

- Vías con tráfico muy pesado e intenso, en las cuales las restricciones son muy inconvenientes para los usuarios y costosas para las empresas gestoras de la obra. Otro caso son las autopistas urbanas y suburbanas, para las cuales el costo de la calzada es muy bajo en comparación con los costos de utilización.
- Vías con cargas altas producidas por equipos agrícolas.
- Vías concebidas durante períodos de muy baja inflación.
- Calzadas aeronáuticas y en especial las áreas de estacionamiento.

Una concepción correcta de las calzadas nuevas y los refuerzos en concreto evita grandes costos futuros.

Las cantidades de los materiales puestos en este tipo de pavimento son menores en comparación con otras estructuras de pavimentos. El uso óptimo de los recursos locales o regionales en ligantes y granulares es esencial, pero siempre habrá que tener en cuenta que los requerimientos que se deben satisfacer son muy diferentes, según la importancia del tráfico y la naturaleza de la capa del pavimento.

## GENERALIDADES

### **El concreto: definición y características generales**

No se trata de hacer un estudio completo del concreto, de sus propiedades, de las metodologías de formulación y de sus ensayos, pero sí es necesario recordar algunas características esenciales.

El concreto es una mezcla de materiales como piedras, gravas y arena aglomeradas, que con la ayuda de un ligante hidráulico (cemento) fraguará una vez que la mezcla se haya combinado con el agua.

El cemento mezclado con una cantidad de agua suficiente forma una pasta blanda que guarda en apariencia la misma consistencia durante un tiempo, la cual es característica de su naturaleza, de sus constitutivos y de la fineza de su textura. En un momento dado, se produce un aumento brusco de la viscosidad de la pasta y una liberación de calor, que se llama el inicio del fraguado; a su vez, el final del fraguado se define como el momento en que la pasta deja de ser deformable. La liberación de calor producido favorece la evaporación del exceso de agua no utilizado, para asegurar así la hidratación del cemento (figura 1.1).

Luego de terminado el fraguado, sigue el endurecimiento. El concreto se vuelve un material con elevada resistencia mecánica y un módulo elástico alto. Un concreto para carreteras debe tener una resistencia media a la tracción por flexión que pase de 5 MPa y un módulo elástico del orden de 40 GPa. Estas características mecánicas aseguran que las losas de concreto queden dimensionadas convenientemente, con una baja deformación ante el paso de las cargas pesadas, y permiten una buena repartición de las presiones. Las estructuras rígidas se acomodan sobre suelos de baja capacidad portante. Esta resistencia es cada vez más elevada en la medida en que la cohesión entre los granulares, piedras, gravas y arena sea mayor, es decir, que existan menos vacíos entre los granulares, por lo que conviene estudiar la granulometría de sus constituyentes para obtener una buena compacidad, así como para lograr la fluidicación o la lubricación de los elementos, con el propósito de facilitar una excelente colocación.

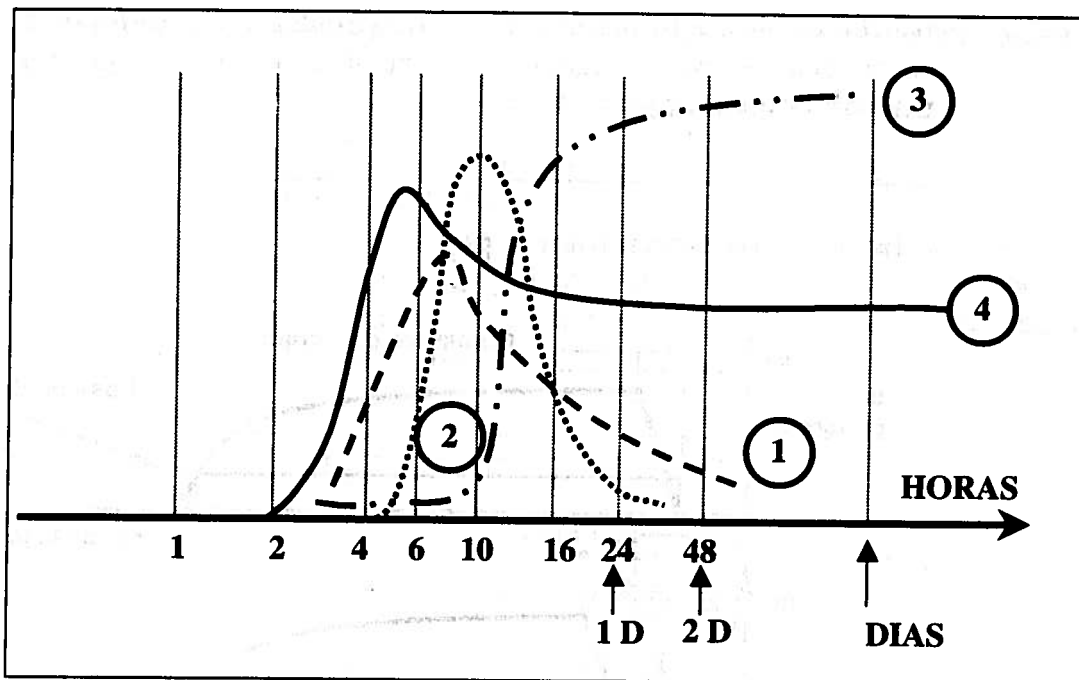


Figura 1.1 Reacción de hidratación del cemento.

La reacción de hidratación da origen a diversos fenómenos, entre los cuales los más significativos son:

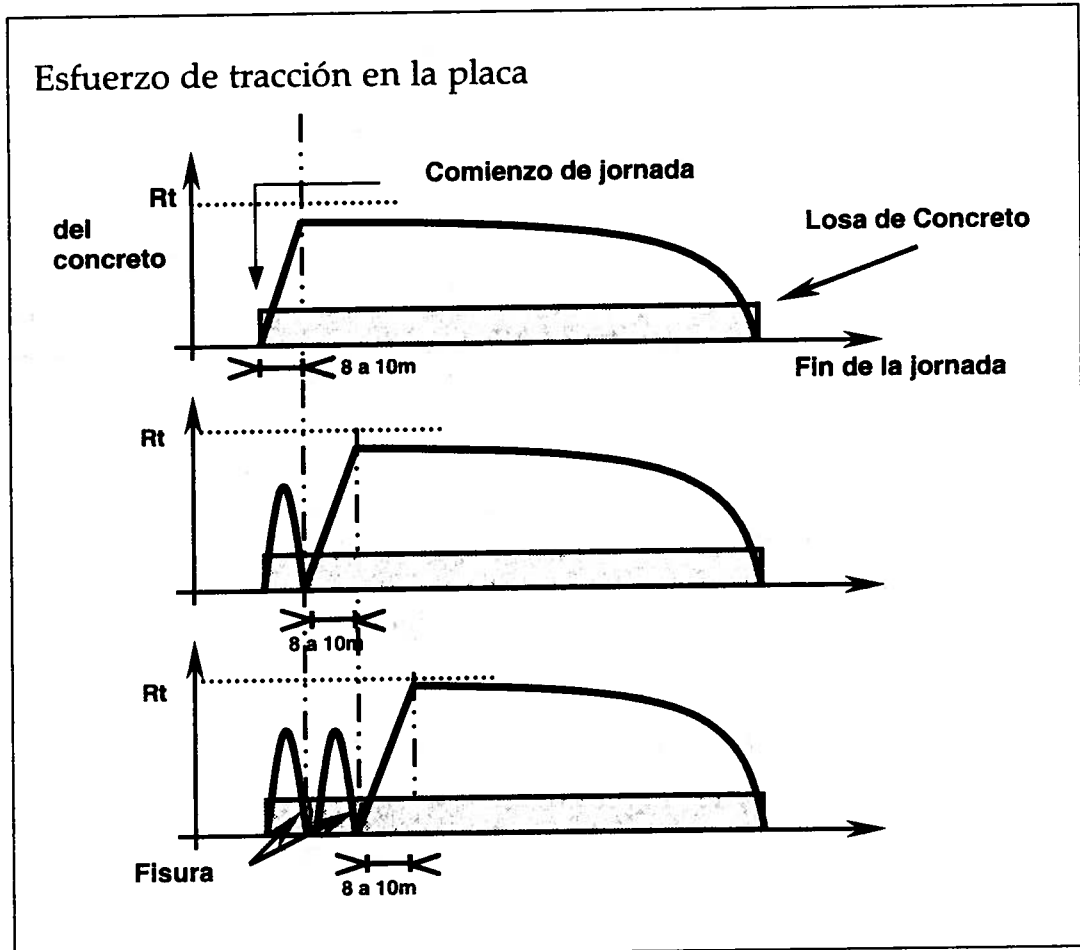
- . . . . . Liberación de calor (curva 2)
- . . Endurecimiento (curva 3)
- — — Elevación de la temperatura (curva 1)
- Retracción (curva 4)

Los concretos más resistentes, para una calidad de granulares dada y una dosificación en cemento determinada, serán aquellos con la mejor compactación o el mínimo de vacíos, en los cuales se puede tener aire o agua.

Desde el punto de vista económico, se debe limitar la dosificación de cemento. Actualmente existe gran interés en hacer el concreto lo más compacto posible, lo cual se logra de dos maneras diferentes: por compactación o por vibración.

La fluencia del concreto endurecido es mínima cuando se encuentra bajo la acción de cargas, por lo que no existe ningún riesgo de ahuellamiento provocado por tráficos concentrados, pesados o lentos, o de fisuras causadas por efecto de temperaturas elevadas, como ocurriría en un pavimento flexible. Pero el concreto sí es un material frágil, ya que solamente puede resistir las cargas a las cuales se diseñó y se acomoda muy mal a las sobrecargas. Este material, después de que se

rompe debido a una sobrecarga, no presenta una deformación plástica apreciable. Su elongación a la ruptura es muy baja (del orden de una diezmilésima).



**Figura 1.2** Formación de los esfuerzos por la retracción del concreto.

El concreto se contrae cuando se está endureciendo, por diversas razones: eliminación del agua no utilizada por la hidratación del cemento, modificaciones químicas del ligante y enfriamiento del material. Si la contracción se efectuara libremente, ésta ocasionaría una reducción de dimensiones sin consecuencias dañinas, pero bajo el efecto del peso de la losa, su fricción sobre el soporte y otras causas, la rigidez del concreto impedirá la variación de las dimensiones y ésta se fisurará. Los esfuerzos correspondientes crecen rápidamente y superarán la resistencia a la tracción del concreto, por lo que se produce la ruptura (figura 1.2).

Por esta razón, hay que tomar las precauciones necesarias durante la construcción para reducir los efectos negativos de las discontinuidades presentadas por retracción y fraguado del concreto.

## Ventajas y desventajas del concreto como material de calzadas

### *Trabajabilidad, un asunto lleno de agua y subjetividad*

Las características mecánicas de la mayor parte de los materiales son sensibles a su porosidad (figura 1.3). Para que la mezcla de los granulares, de cemento y agua —cuya consistencia es parecida a la de la tierra húmeda— pueda adquirir las características mecánicas tan elevadas que le permite su dosificación con el cemento, es necesario reducir bastante la porosidad.

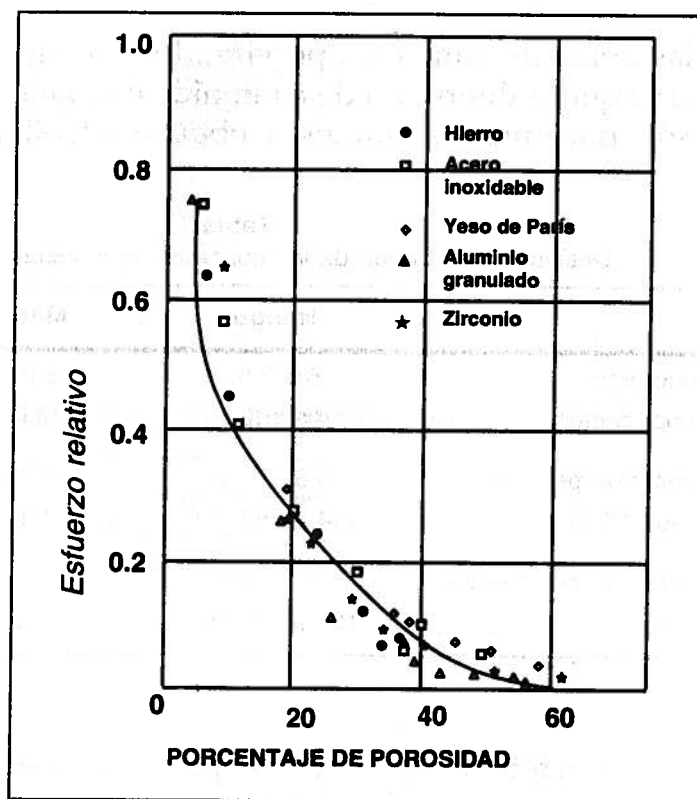


Figura 1.3 Influencia de la porosidad sobre la resistencia mecánica.

En efecto, en el estado suelto la porosidad es del orden de 40%, pero inferior a 10% cuando se ha endurecido. La compactación se logra por diferentes métodos, según el contenido de agua del concreto: cilindrado, vibración o alta frecuencia. Este último es el más eficaz, ya que el movimiento transmitido a cada uno de los granos permite lograr un mejor acomodamiento por simple gravedad y provoca en seguida la eliminación del aire y el exceso de agua. El resultado es independiente de la reacción del soporte, al contrario de los otros métodos; esta vibración se efectúa en la superficie o dentro de la masa (pervibración). Algunas características de los métodos de compactación son:

- La vibración en la superficie se realiza con la ayuda de placas, de vigas o reglas vibrantes mecánicas, neumáticas o eléctricas. Su problema es que sólo sirve para espesores del orden de 15 a 20 cm.
- La pervibración se realiza por agujas vibrantes en razón de su radio de acción elevado. No hay prácticamente límite de espesores en el dominio de las capas de calzadas.

Cabe aclarar que en la compactación con cilindros vibrantes la acción combinada del choque y del peso del equipo lleva al acomodamiento de los elementos más rápidamente.

En las obras de concretos pervibrados y concretos compactados se observa que la diferencia de contenido en agua es baja (tabla siguiente), sólo que en estos últimos se obtiene estabilidad inmediata.

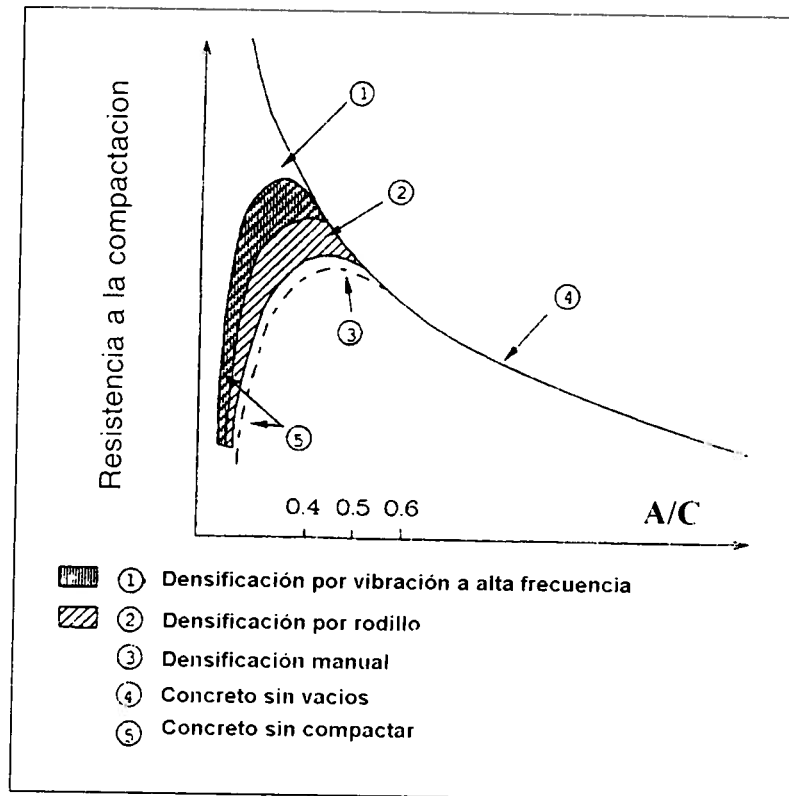
**Tabla 1.1**  
Dosificación en agua de los concretos compactados y pervibrados

	Rango	Media	A/C Medio
Concretos compactados	5 a 7 % 114 a 160 l/m <sup>3</sup>	5,8% 132 l/m <sup>3</sup>	0,48
Concretos pervibrados 1966 - 1970	6,3 a 7 % 114 a 160 l/m <sup>3</sup>	6,6% 150 l/m <sup>3</sup>	0,45
Concretos pervibrados 1978	5,7 a 6,2% 130 a 141 l/m <sup>3</sup>	6% 135 l/m <sup>3</sup>	0,41

Para los concretos compactados, el plastificante-retardador de fraguado se adiciona con un inclusor de aire con el fin de mejorar su resistencia, mientras que los concretos pervibrados llevan por lo general un plastificante reductor de agua y obligatoriamente un inclusor de aire. Los porcentajes de los aditivos se dan en relación con el peso del material seco. El cálculo de la dosificación en agua por metro cúbico se hace para una densidad seca única de 2,28 ton/m<sup>3</sup>. La relación agua/cemento (*a/c*) se calcula para una dosificación en ligante (cemento más aditivos) de 12% para concretos compactados (275 kg/m<sup>3</sup>) y de 14,5% para concretos pervibrados (330 kg/m<sup>3</sup>).

La eficiencia del modo de densificación puede medirse a través del contenido de agua, donde el valor crítico se presenta cuando el porcentaje de agua se encuentra por debajo del valor de contenido de agua; el principio de determinación del contenido de agua se basa en el ensayo del Óptimo Proctor Modificado. El método de densificación no permitirá obtener la densidad máxima y, por tanto, la resistencia

del concreto caerá rápidamente por defecto de compactación. Este punto se ilustra en la figura 1.4, que se extrae de los estudios de Neville. Así mismo en algunos trabajos, como los de Baron y Lesage, se ha demostrado también la existencia de este contenido en agua crítico provocado por la vibración interna.



**Figura 1.4** Influencia del modo de vibración y de la relación agua/cemento sobre la resistencia mecánica.

Al observar la figura anterior, se concluye que la compactación es más eficiente que la pervibración, pero la compactación tiene sus propios inconvenientes, tales como la dificultad para obtener una superficie lisa, sensibilidad de la eficiencia de la densificación por las características del suelo soporte y defectos de compactación.

En los pavimentos de concreto existe la necesidad de construir una capa superficial en las partes inferior y superior de las capas (gradiente de densidad), así como de hacer una selección rigurosa de los granulares para que sean resistentes a la compactación (figura 1.5). Estos inconvenientes han originado el uso de capas de rodadura asfáltica de gran espesor sobre capas tratadas con ligantes hidráulicos. El empleo de concretos compactados se limita a calzadas de tráfico medio o bajo.

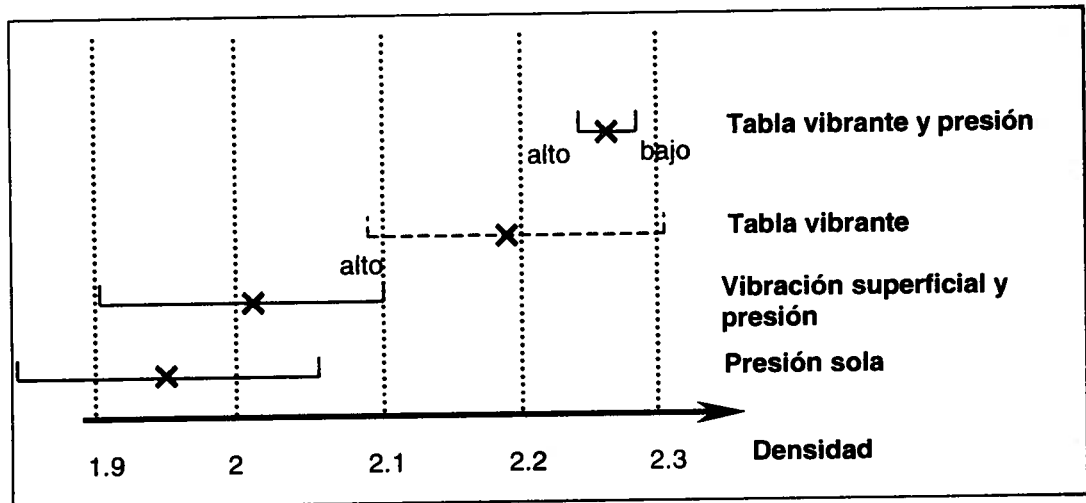


Figura 1.5 Densificación de una mezcla hidráulica.

### ***Incidencia de la pervibración sobre la calzada***

Cuando el concreto está suelto y se somete a una vibración de superficie o interna, comienza a densificarse, y luego se comporta como un líquido denso y viscoso.

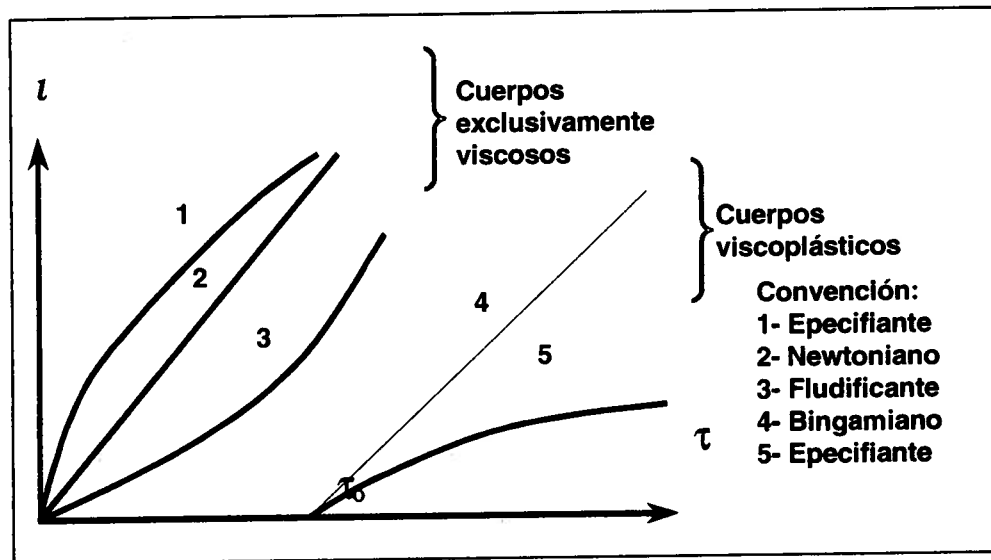
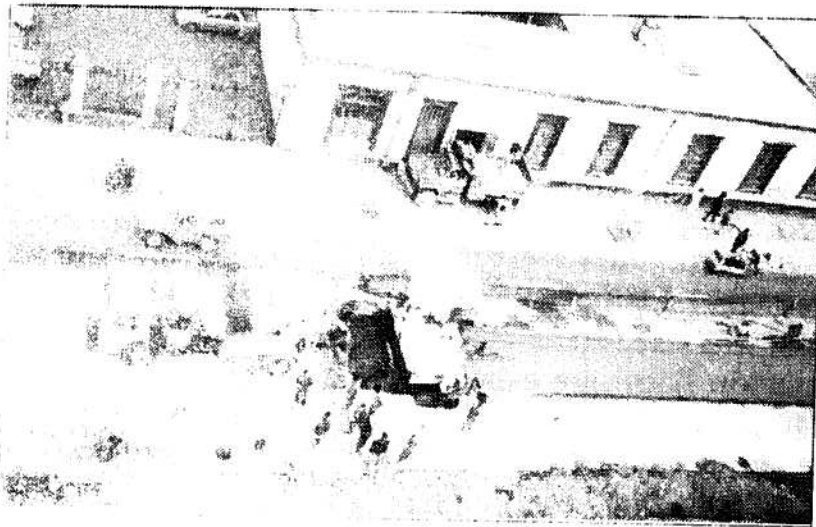


Figura 1.6 Viscosidad o esfuerzo de cizallamiento.

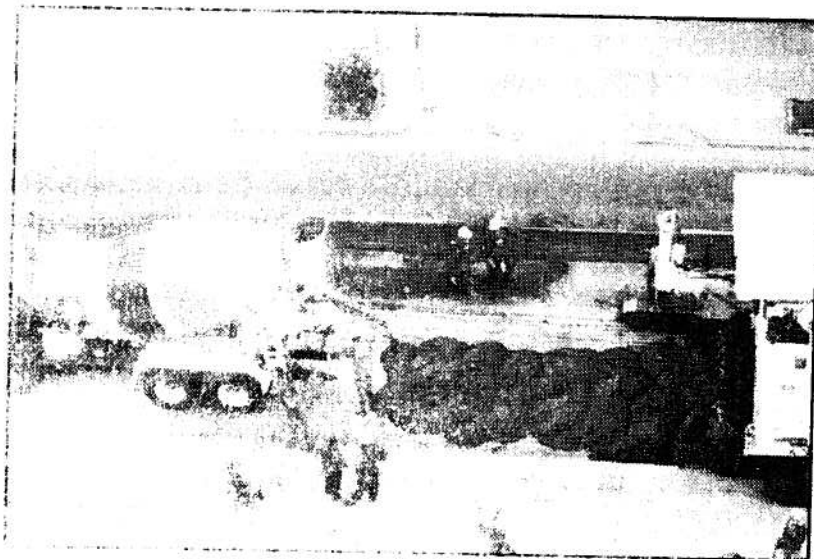
En este estado, el concreto toma la forma del molde que lo contiene; así se realizan elementos prefabricados de talla media y se fabrican elementos contenidos entre formaletas fijas. La superficie libre, necesariamente próxima de la horizontal, se obtiene nivelándola y apoyándose sobre la formaleta.

La técnica de los equipos de formaleta deslizante no es muy diferente: el molde está abierto por delante y por detrás de la máquina. El concreto recibido por delante vibra, se le da la forma y se saca del

avanza con el avance de la máquina. La sección transversal realizada es sencilla, pero puede ser relativamente compleja fuera de las ban-  
cadas de sección rectangular o trapezoidal, que constituyen los  
revestimientos de la calzada, los bordes de los andenes, las cunetas,  
las barreras de seguridad, pueden realizarse gracias a este principio.  
Los fotos son cortesía del ingeniero Ivan Ricardo Sánchez, de Cemex,  
sobre trabajos efectuados en el sistema Transmilenio de Bogotá.

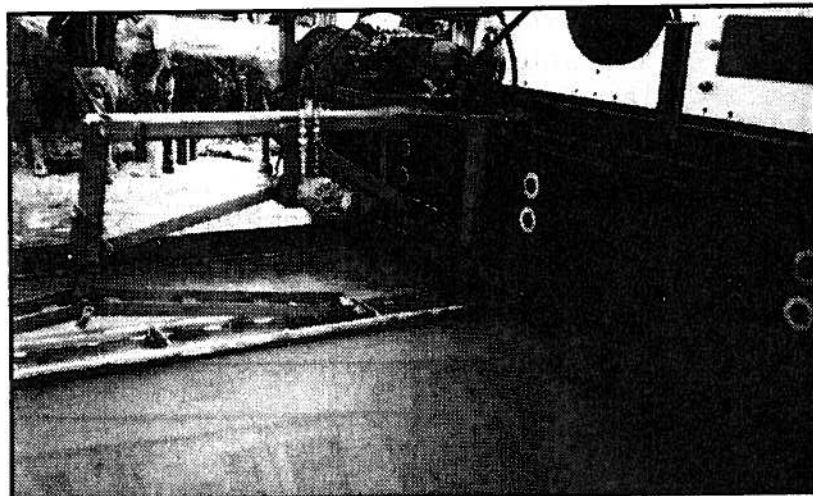


a) Formaleta desli-  
zante y *mixer*



b) Colocación del  
concreto.

c) Salida del  
concreto de la  
formaleta deslizante,  
microtexturización



**Figura 1.7** El concreto bajo vibración es moldeable.

La compacidad y la forma se obtienen en la zona vibrada en una sola operación, la superficie depende de la calidad del molde, y la compactación hace que existan variaciones de espesor de la capa y que, a su vez, influya el suelo soporte. En cambio, con concretos normales la circulación inmediata daría unas deformaciones muy importantes e irreversibles.

La vibración interna utilizada en las máquinas de formaleta deslizante autoriza la colocación de capas de espesores limitados debido a que el concreto fresco puede soportar su propio peso sin deformarse. Por lo general se usan barreras de seguridad de 0,8 a un metro de altura y, en algunos casos, con formaletas especiales hasta de dos metros.

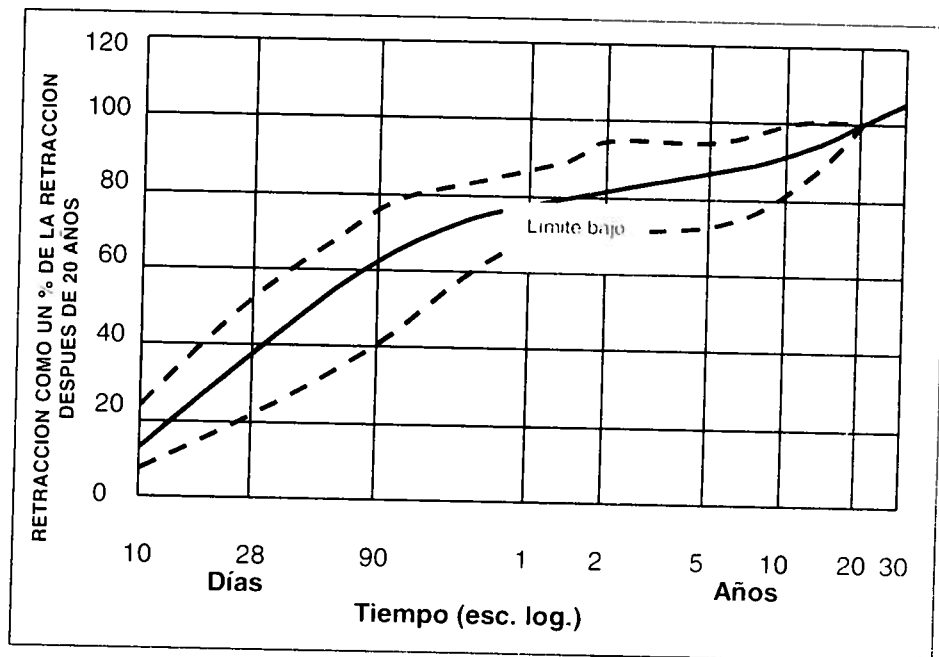
El gradiente de compacidad es muy débil en comparación con la comprobada en las capas compactadas, a causa de la variación de la presión hidrostática en la zona de vibración.

Esta tecnología permite realizar estructuras monocapa espesas y, según su calidad, los vehículos pueden circular directamente sobre el concreto.

### ***Incidencia del endurecimiento y de los fenómenos asociados sobre la calzada***

El endurecimiento del concreto está relacionado con el cemento, el cual liga a través de los cristales hidratados producidos en el proceso de fraguado, donde se desarrollan simplemente reacciones de hidratación.

El endurecimiento y la retracción están asociados en principio, pero luego de cierto tiempo no evolucionan sensiblemente (figura 1.8).



**Figura 1.8** Orden de magnitud de la retracción en función del tiempo (humedad relativa 50 a 70%).

Sólo después de algunas horas el concreto posee las calidades mecánicas que le permiten soportar el paso de las cargas pesadas sin sufrir ningún daño. El tiempo para dar la calzada al servicio depende esencialmente de la velocidad de endurecimiento del cemento y del riesgo del paso de las cargas máximas tomadas en cuenta en el dimensionamiento.

La temperatura influye sobre la velocidad de endurecimiento: el tiempo aumenta si el ambiente es frío y viceversa.

El cemento endurecido es un material poroso, cuyo volumen es inferior al de la mezcla húmeda. Esto se debe a que el concreto está sometido a:

- Una retracción ligada al endurecimiento del cemento. Este fenómeno es importante en los primeros meses de vida de una obra y luego se reduce progresivamente.
- Variaciones reversibles de dimensiones ligadas a las variaciones de temperatura de la obra y a la higrometría del concreto, como en todos los materiales porosos.

En el caso de las vías, estas variaciones se contrarrestan por la fricción de la capa de concreto sobre su soporte, por lo que el concreto siempre se fisurará. Para tener esta fisuración ordenada y que dé una buena impresión estética, las fisuras se inducen en la masa por medio de cortes que den secciones de menor resistencia (cortes con discos de tungsteno con punta diamantada), como se observa en la figura 1.9.

Las juntas así creadas con estos cortes en la estructura constituyen los puntos débiles, a los cuales se les debe prestar una atención especial.

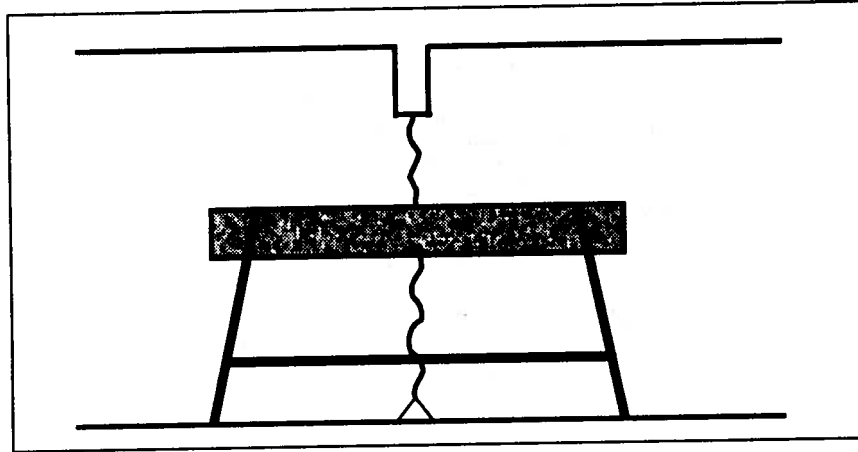


Figura 1.9 Corte longitudinal de una junta transversal.

Debido a esto, no tiene sentido hablar de calzadas de concreto continuo, pero sí existen mecanismos para hacer losas más largas.

El concreto tiene un comportamiento homogéneo, si se considera el deterioro que le pueda causar el tráfico. La rugosidad va evolucionando con el tráfico y llega a presentar unas características insuficientes cuando la velocidad pasa de 30 km/hora (figura 1.10).

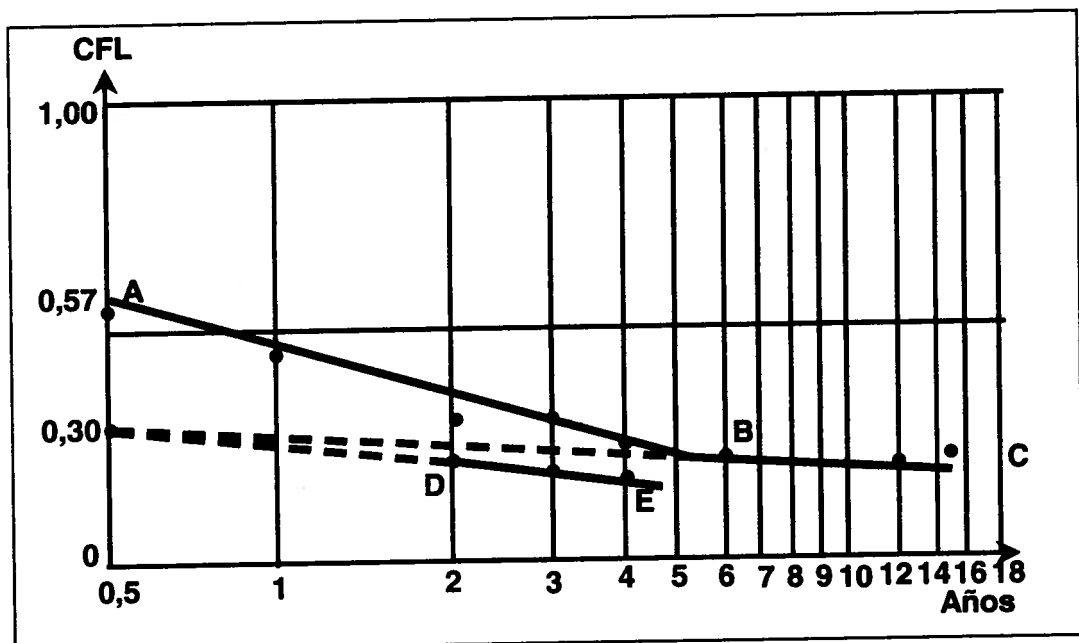


Figura 1.10 Coeficiente de fricción longitudinal, en función de la velocidad.

Para corregir este problema se debe crear una macrorrugosidad, cuando la capa de concreto está destinada a servir como capa de rodadura.

# ***CAPÍTULO 2***

---

## ***Concepción de calzadas en concreto***

## **INTRODUCCIÓN**



Antes de presentar los principios generales y las reglas prácticas de dimensionamiento de las estructuras, conviene hacer un análisis del funcionamiento de las calzadas en concreto, enfatizando en sus aspectos específicos.

## **FUNCIONAMIENTO DE LAS CALZADAS EN CONCRETO**

El análisis del funcionamiento de las calzadas se basa en tres elementos principales:

- El seguimiento experimental de secciones de calzadas y la observación a lo largo del tiempo.
- El estudio sobre el modelo matemático.
- El estudio del comportamiento de los materiales en laboratorio.

### **Modelos de la mecánica de calzadas**

Los modelos de la mecánica de calzadas que se utilizan para el dimensionamiento de las calzadas en concreto son el modelo de Westergaard y el modelo de Burmister.

#### ***Modelo de Westergaard (1926)***

Este modelo, anterior al modelo de Hogg y que sigue la lógica del modelo de Boussinesq, conduce a una aproximación diferente. La complejidad relativa del modelo de Hogg proviene, en efecto, de la naturaleza misma del masivo de Boussinesq, que soporta la calzada.

Partiendo del principio de que la hipótesis de un masivo de Boussinesq para el soporte de la calzada no es sino una hipótesis simplificada (el comportamiento del suelo es infinitamente más complejo), Westergaard adoptó para el suelo otra hipótesis significativa que facilita los cálculos.

La hipótesis de placa delgada para la calzada, del modelo de Westergaard, lleva a cabo la esquematización del suelo así:

- Éste se asimila a un sistema de resortes cuyo desplazamiento vertical en un punto ( $w$ ), es proporcional a la presión vertical ( $v$ ) en ese punto, o sea  $v = Kw$ .

El modelo de cálculo adoptado, que se esquematiza en la figura 2.1, todavía se usa mucho. En efecto, las hipótesis simplificativas permiten tratar problemas que otros modelos (Hogg y Burmister) no pueden resolver, en particular los de carga en el borde o esquina de la placa en concreto.

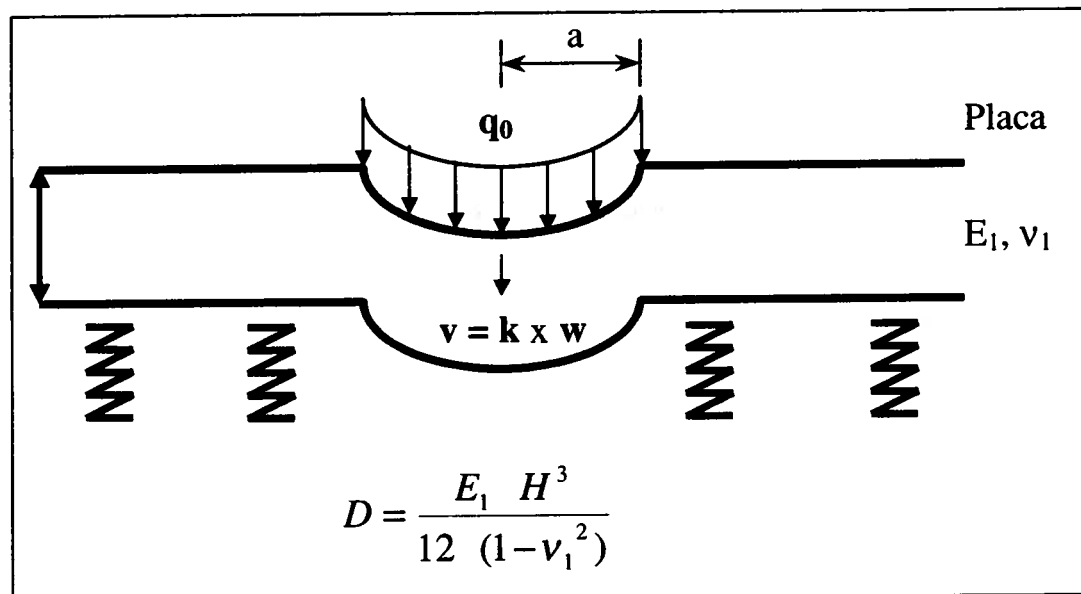


Figura 2.1 Esquema del modelo de Westergaard.

Donde:

- $v$  = esfuerzo vertical sobre el masivo.
- $k$  = módulo de reacción del suelo soporte.
- $w$  = desplazamiento vertical de la placa.

En el modelo aparece el radio de rigidez de la placa, variable fundamental del comportamiento de los materiales tratados con ligantes hidráulicos:

$$l = 4 \sqrt{\frac{(E_1 \times H^3)}{12(1 - \nu_1^2) \times K}} \quad (1)$$

$P$  es la carga aplicada y  $a$  es el radio de carga del esfuerzo de tracción en la base de la calzada:

$$\sigma_l = \frac{P}{H^2} \times C \times \left( \frac{1}{a} \right) \quad (2)$$

Donde  $C$  es una función creciente de  $l$ , que depende de la posición de la carga. Para una carga circular en el centro de una placa, por ejemplo, este resultado se aproxima al que da el modelo de Hogg:

$$\sigma_T = \frac{P}{H^2} \times \frac{(1+\nu)}{2} \times F \left( \frac{E_1 \times H^3}{E_2 \times a^3} \right) \quad (3)$$

En los dos casos, la influencia del espesor se representa por  $H^3$  y el soporte por  $E_1/K$  o  $E_1/E_2$ , según el modelo. La influencia de una variación del modelo del suelo soporte o de la calzada es bajo en comparación con el de la variación del espesor de la calzada.

### **Modelos multicapas (Burmister, 1943)**

El modelo bicapa es interesante puesto que permite determinar las grandes tendencias de variación (papel del espesor, papel de la relación de módulos entre capas, influencia del radio de carga), pero se limita a un bicapa, lo que hace necesario pasar a modelos de  $n$  capas, ya que éstos facilitan enormemente la esquematización de las estructuras. Una estructura tradicional se representa mejor por un esquema tricapa (suelo, cuerpo granular y capa de rodadura).

Los esquemas de estructuras que hacen intervenir un número de capas más importante son deseables en los estudios de refuerzo (por ejemplo, tres capas para la calzada antigua y dos adicionales para el refuerzo).

Burmister trata el problema general de  $n$  capas tal como se esquematiza en la figura 2.2.

Este es un modelo muy efectivo, ya que:

- Todas las capas se tratan como sólidos elásticos (se evita la hipótesis de placa).
- Las interfaces entre placas pueden ir pegadas o no, y una misma estructura puede tener tanto capas pegadas como despegadas.
- En el caso de cargas múltiples (ejes simples, tandem o tridem), se pueden tratar adicionando los efectos de capas elementales.

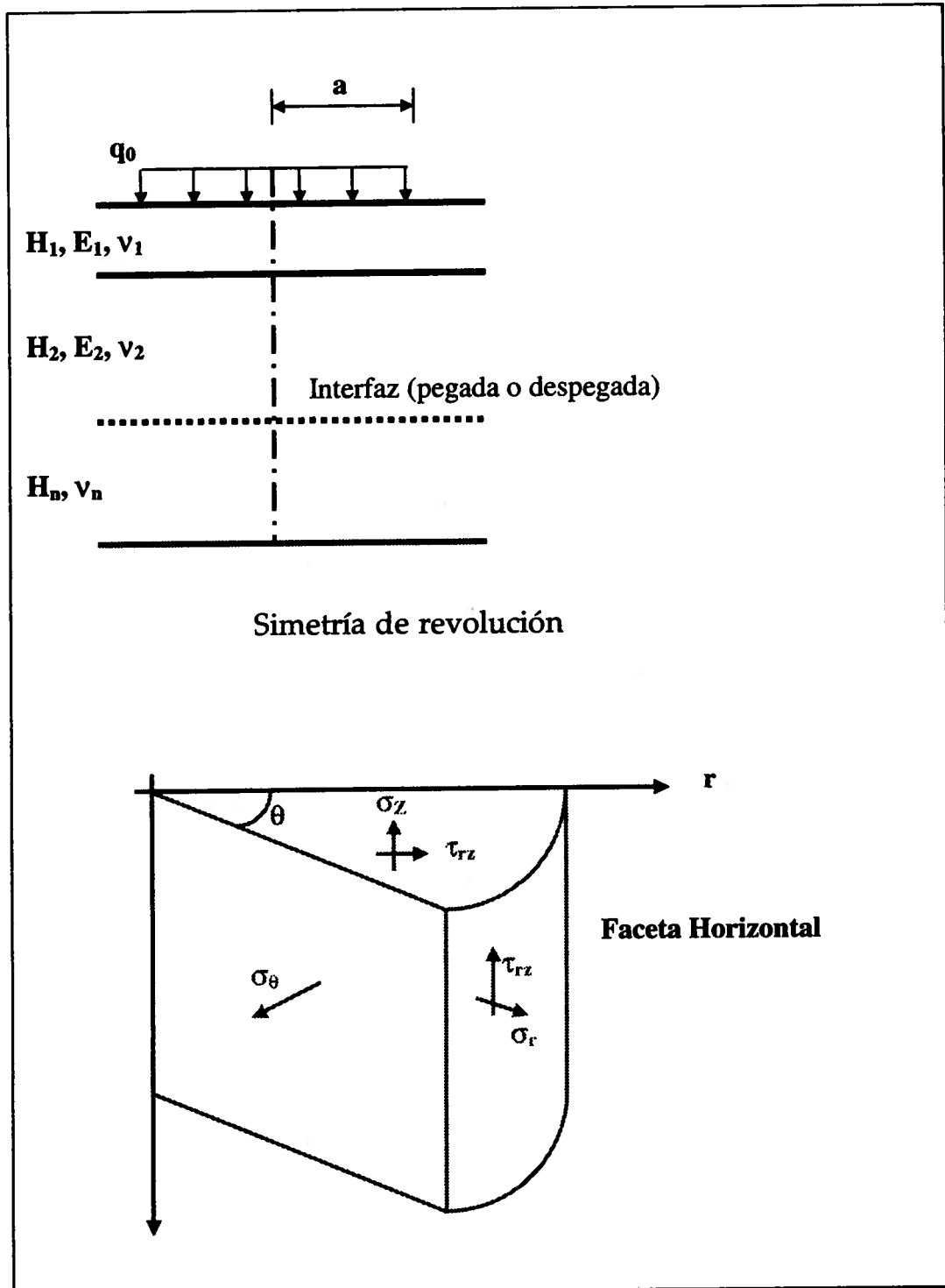


Figura 2.2 Esquema del modelo de Burmister.

La principal limitación de este modelo reside en el hecho de que, como en el modelo de Boussinesq o de Hogg, las capas son infinitas en el plano, por lo que no se pueden tratar los efectos del borde (carga en el borde o una fisura en el borde de la calzada). Sin embargo, los bordes están en general suficientemente lejanos de la banda de rodadura, lo cual permite que se pueda adoptar la hipótesis de capas infinitas

(este no es el caso de las placas, para las cuales es necesario efectuar los cálculos para las cargas en el borde o en la esquina).

### **Modelo de elementos finitos Dalle**

#### *a) Descripción del modelo*

Un sólido linealmente elástico de cualquier forma reposa sobre un masivo estratificado elástico. La relación es de dimensiones finitas, las diversas capas que componen el masivo son infinitas horizontalmente y el espesor de la última capa es infinito.

La liga entre el sólido y el masivo puede ser bilateral, ya que el sólido está pegado al masivo en toda su superficie de contacto; esto significa que en cualquier punto de esta superficie los desplazamientos verticales del sólido y del masivo son iguales o unilaterales (el sólido puede desprenderse del masivo, sin punzonarlo, y la superficie de contacto no se conoce).

Los desplazamientos del masivo y del sólido se calculan cuando éste se somete a un cierto número de fuerzas exteriores, por lo que la reacción del masivo sobre el sólido y la superficie de contacto no se conoce. De los desplazamientos del sólido se deduce la intensidad de los esfuerzos inducidos por tales desplazamientos.

Se tienen en cuenta sólo las acciones exteriores, que se reducen a fuerzas de superficie y de volumen, como por ejemplo las fuerzas de gravedad, los efectos térmicos y las diversas cargas estáticas aplicadas al sólido.

#### *b) Modelo Dalle de las tres dimensiones*

El LCPC ha desarrollado desde 1971 un programa de cálculo que responde a estos principios, de manera que se pueden sopesar las posibilidades, esencialmente en el dominio de los desprendimientos. El programa realizado se basa en estructuras con simetría de revolución:

- Placa homogénea circular
- Masivo homogéneo
- Reacción del masivo sobre la placa vertical.

Estas implicaciones reducen el tamaño de las matrices que se tratan, lo que ha llevado al LCPC a hacer el modelo completo en tres dimensiones.

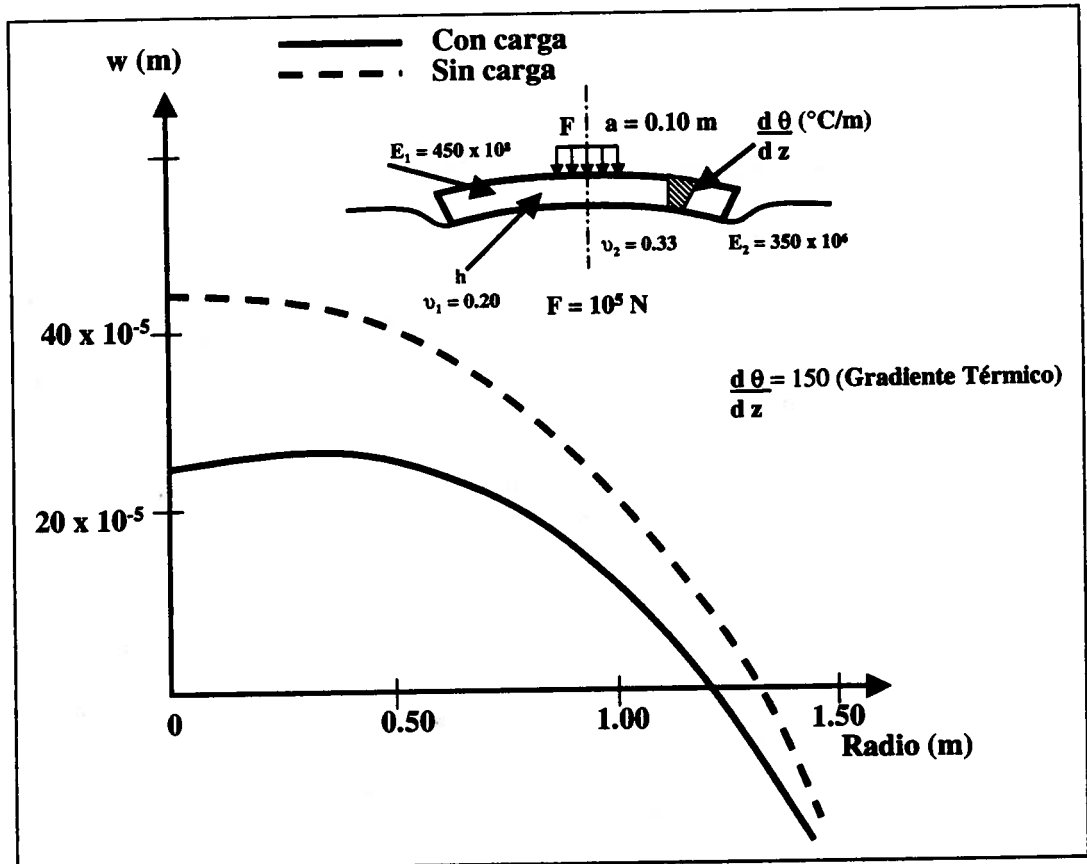


Figura 2.3 Esquema del modelo Dalle (placa) bidimensional.

### c) Modelo Dalle (placa) de tres dimensiones

El modelo objeto de este estudio está destinado a calcular los esfuerzos y los desplazamientos de una estructura definida de la siguiente manera:

- La placa tiene una forma cualquiera, que no es necesariamente homogénea.
- La subrasante está representada por un masivo multicapa de Burmister.
- La reacción del masivo sobre la placa tiene cualquier orientación.
- La placa puede desprenderse del soporte, ya que la superficie de contacto la calcula el modelo mismo.

La placa está sometida a cargas:

- Externas, en cualquier dirección.
- Internas, gravedad (peso propio), dilataciones diferenciales creadas por la temperatura, entre otras.

En la figura 2.4 se da una idea del tipo de problema que puede resolver el programa.

El modelo Dalle es particularmente interesante para estudiar el funcionamiento de las calzadas rígidas gracias a una modelación más real de los fenómenos, pero también puede llevar a ciertos inconvenientes, característicos de los modelos de elementos finitos.

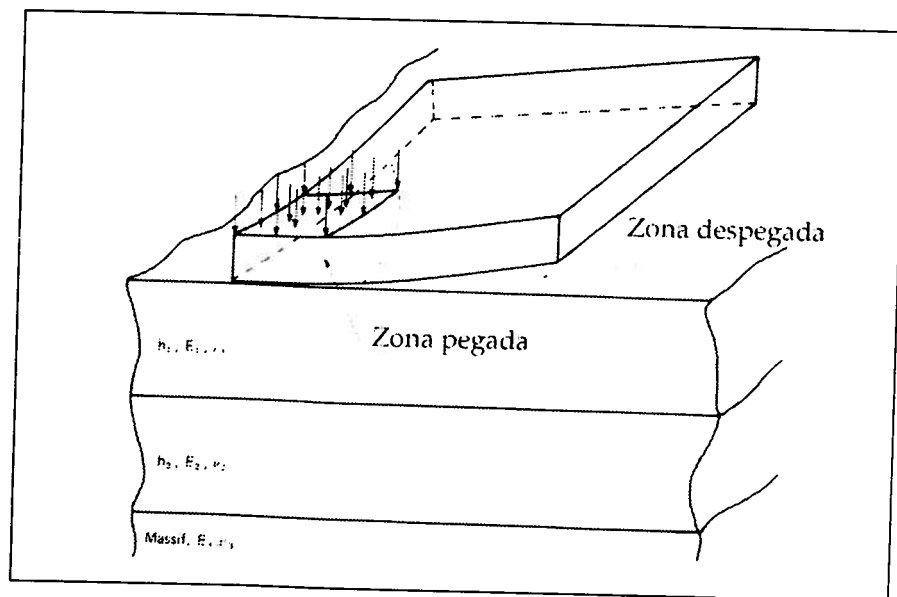


Figura 2.4 Tipos de problemas resueltos por el modelo Dalle.

Las limitaciones en la memoria del computador, el examen de muchas placas y la transferencia de carga entre ellas reducen la modelación del soporte a un líquido denso o a un masivo de Winkler. Al contrario de la modelación, el soporte es un masivo elástico, multicapa, semiinfinito, cuyo número de elementos es escaso, es decir, con baja precisión de resultados en la capa superior de la estructura.

En efecto, el modelo real deberá cumplir los siguientes requisitos:

- Posibilidad de usar un método de cálculo de elementos finitos para al menos dos capas superiores, con el fin de tener en cuenta las fundaciones tratadas con cemento y así modelar un refuerzo en concreto o en material bituminoso o semirrígido.
- Posibilidad de tener en cuenta los efectos de transferencia de carga en las juntas o fisuras ligadas a los diferentes dispositivos de transferencia (trabazón de agregados, pasadores, hierros de amarre o armaduras longitudinales).
- Posibilidad de considerar los efectos de deformaciones de origen térmico.

- Posibilidad de tener en cuenta las variaciones de las condiciones de apoyo de las placas (desprendimientos, cavidades, etc.).
- Posibilidad de representar el soporte para un masivo elástico semiinfinito de al menos tres capas.
- Posibilidad de representar las diferentes geometrías de carga del tráfico (vías y aeropuertos).
- Posibilidad de calcular los esfuerzos y las deformaciones tan precisas como en los modelos analíticos.

A estos objetivos puede adicionarse la simplificación de la concepción de dichos programas, tanto para la entrada de datos como para la salida de resultados.

## **MODELACIÓN DEL COMPONENTE DE LA CALZADA. ILUSTRACIÓN DEL MODELO DE BURMISTER (PROGRAMA ALIZE III DEL LCPC)**

Las principales dificultades encontradas por los promotores de estos modelos son aquellas que han llevado al desarrollo de un programa Dalle. Cuando se requiere una muy buena precisión para los cálculos de los esfuerzos o de las deformaciones, o cuando se multiplican las placas para examinar los efectos de la transferencia de carga en las juntas o fisuras, o cuando se combinan los dos efectos, el número de elementos del modelo aumenta rápidamente y se sobrepasa la capacidad de los computadores; cuando este no es el caso, la duración y el costo de los cálculos son productivos.

En fin, la posibilidad de acceso a estos modelos es muy escasa. La introducción de datos y la lectura son bastante dispendiosas, pues se demoran de cinco a diez veces más que el caso de un modelo analítico.

### **Modelación del comportamiento a la fatiga del concreto**

Contrariamente a otros materiales de calzada, no hay estudios recientes sobre la ruptura por fatiga del concreto hidráulico. En lo que concierne a los concretos de las obras de arte, las investigaciones hechas en este campo de la fatiga durante los últimos 20 años se han orientado hacia la mecánica de la ruptura, en particular hacia el conocimiento de la energía de propagación de fisuras estabilizadas. Los resultados de esas investigaciones aún permanecen en la fase teórica y no pueden integrarse en el dimensionamiento de capas de concreto de calzadas, para el cual la fisuración es inestable, en razón del bajo espesor de las capas comparado con la dimensión de la zona perturbada (en el fondo, donde se produce la fisuración).

El comportamiento en fatiga de un material se presenta habitualmente por la curva de Wöhler, cuya ecuación general es la siguiente:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1 - B \times LgN \tag{4}$$

Donde:

- $\sigma$  = esfuerzo aplicado
- $\sigma_0$  = esfuerzo de ruptura
- $B$  = pendiente de la ley de fatiga
- $N$  = Tránsito - número de ejes equivalentes

Numerosos autores señalan que un buen ajuste de la ley de fatiga, entre  $10^5$  y  $10^7$ , se obtienen para una curva de la forma:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} \times (N)^b = constante \tag{5}$$

La forma de la curva se ha tomado para la mayor parte de los materiales de calzada de las metodologías racionales de dimensionamiento. Ésta se adapta bien al concreto, cuyas curvas experimentales no son lineales en coordenadas semilogarítmicas. En cambio, la representación en coordenadas bilogarítmicas de las curvas de fatiga es un segmento de recta entre  $10^4$  y  $10^8$  ciclos (figura 2.5).

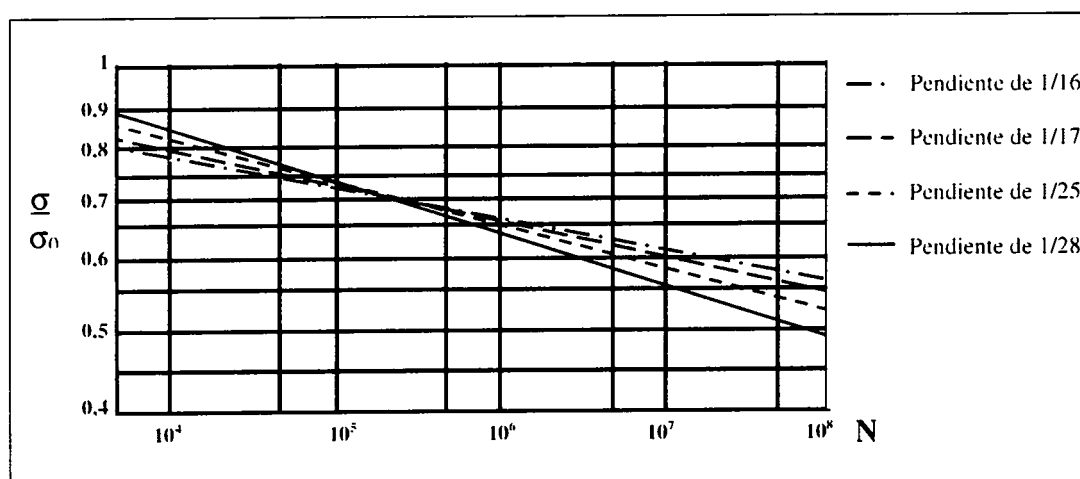


Figura 2.5 Leyes de fatiga del concreto.

Varios autores han hecho análisis bibliográficos interesantes sobre estudios de la fatiga de los concretos. En la figura 2.5, se registran las curvas más características. Salvo algunas excepciones, el conjunto de

las curvas de fatiga muestra que para  $10^6$  ciclos de carga,  $\sigma/\sigma_0$  es cercano a 0,65; la pendiente de esas rectas representativas en coordenadas bilogársticas tiene valores de 1/16, 1/17, 1/25 o 1/28. El valor de 1/16 se toma como referencia, ya que los valores más bajos son demasiado optimistas en el caso de tráficos altos.

La ley de fatiga se escribe:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} \times (N)^{1/16} = \text{constante} \quad (6)$$

### Valoración del tránsito

La toma en cuenta del tránsito se hace de la misma manera que para las otras estructuras: por medio de un eje típico de ruedas gemelas cuya carga es de 130 kN (2 x 65 kN).

La influencia del espectro real de las cargas se introduce de dos maneras:

Por una parte, por coeficientes de agresividad que permiten transformar el número de vehículos pesados contados (promedio diario anual) en un número acumulado de ejes típicos durante el período de servicio.

Este coeficiente tiene en cuenta la naturaleza de la estructura (rígida o flexible), de la vía y de los trabajos: construcción nueva o refuerzo. En efecto, el espectro de cargas es diferente en autopistas, vías nacionales, regionales o locales.

En el caso de autopistas, el número de vehículos pesados durante la vida de servicio se multiplica por 1,3 que es el Coeficiente de Agresividad Media (CAM); el CAM es una mayoración de las cargas reales que transitan sobre la vía, el cual es función de las combinaciones de las cargas de los vehículos pesados (en la tercera parte, se presenta el cálculo detallado de obtención de este coeficiente).

### Valoración de las juntas y las fisuras

El comportamiento de las calzadas de tipo californiano (aquellas que están constituidas por losas de concreto que contienen juntas con pasadores y que en su época se fundieron manualmente en forma de tablero de ajedrez y además presentan unas juntas demasiado espaciadas) ha sufrido los efectos nocivos del bombeo, que no se había controlado ni por el aumento del espesor del revestimiento ni por la mejora de las propiedades mecánicas de los materiales de fundación o de las bermas.

En el caso de las autopistas y las calzadas, las limitantes económicas no permiten pasar, en la práctica, los niveles de espesor del revestimiento o la resistencia de materiales, en donde se presentaría un cambio hipotético de comportamiento del bombeo.

Por esto la concepción racional de calzadas en concreto tiene disposiciones sistemáticas que modifican el fenómeno. Para disminuir los movimientos diferenciales entre el borde, la placa en concreto y la berma en la zona de acumulación de agua, y reducir así las solicitaciones del material de la berma, ésta se alarga.

La ausencia de circulación a lo largo del borde libre de la calzada en concreto y la adecuada transferencia de carga en la junta longitudinal entre vías de circulación son suficientes para que el esfuerzo máximo en la parte baja de la placa se desarrolle a lo largo de las juntas o de las fisuras transversales. La situación en Europa es diferente de la descrita por los autores norteamericanos, donde la ausencia de bermas en las calzadas en concreto armado continuo (BAC, por su sigla en inglés) lleva a la aparición rápida de punzonamientos (*punch out*), provocados por los fuertes esfuerzos de tracción en la base de la capa a lo largo del borde libre de la placa.

En razón de estas consideraciones no se tomará en cuenta el aumento del esfuerzo a lo largo de las juntas longitudinales, las cuales se encuentran confirmadas por las observaciones hechas sobre las calzadas experimentales con pasadores. La ruptura por fatiga de las placas comienza a partir de la junta transversal (figura 2.6).

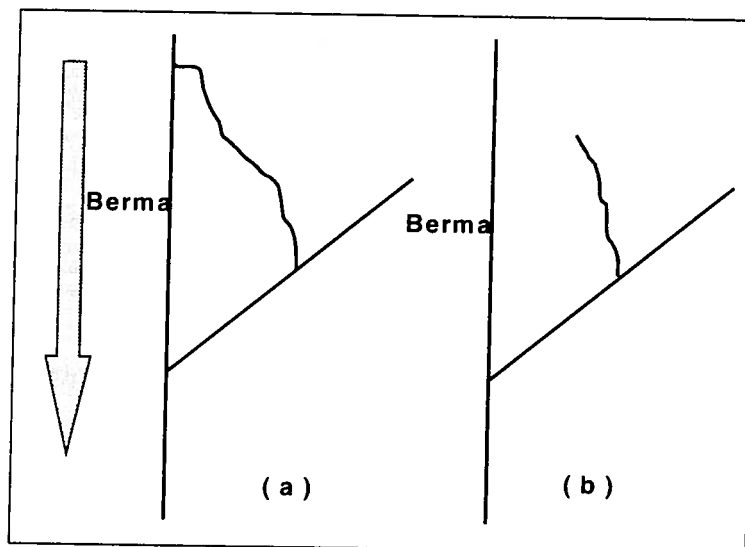


Figura 2.6 Ruptura por fatiga a partir de las juntas transversales.

- Juntas y fisuras transversales

En una placa de dimensión finita, el esfuerzo de tracción en la parte baja de la placa es máximo cuando la carga se encuentra a lo largo del borde libre. Cuando la carga se aproxima a una junta o a una fisura transversal, el valor del esfuerzo depende del nivel de transferencia de la carga a esa junta o fisura.

Cuando se trata de dimensionar una calzada en concreto, la dificultad radica en el nivel de transferencia (y del esfuerzo), el cual no sólo depende de la presencia o no de un dispositivo particular (pasador o hierro de amarre), sino también de la junta o de la fisura, es decir, de la temperatura promedio de la placa. Para una carga dada que circula sobre la calzada, el daño varía diaria y estacionariamente, aumentándose el efecto si no existe un dispositivo que asegure la transferencia de carga.

El esfuerzo máximo para una carga en el borde de la placa, en función del esfuerzo para una carga en el centro de la placa, puede calcularse por modelos analíticos como el Alize III. Las fórmulas de Westergaard proporcionan una excelente aproximación y una facilidad de cálculo.

Otros modelos de procedencia norteamericana permiten calcular para el rango de cargas y espesores de calzadas los esfuerzos de tracción en la base del revestimiento en concreto, los cuales se dan por:

- Carga en el centro de la placa:

$$\sigma_c = \frac{0,316 \times P}{H^2} \left[ 4 \times \text{Log} \left( \frac{1}{b} \right) + 1,069 \right] \quad (7)$$

- Carga en el borde la placa (en ausencia de transferencia):

$$\sigma_b = \frac{0,572 \times P}{H^2} \left[ 4 \times \text{Log} \left( \frac{1}{b} \right) + 0,359 \right] \quad (8)$$

- Relación del esfuerzo en el centro y el borde de la placa:

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_c} = 1,81 \times \frac{\left[ 4 \times \text{Log} \left( \frac{l}{b} \right) + 0,359 \right]}{\left[ 4 \times \text{Log} \left( \frac{l}{b} \right) + 1,069 \right]} \quad (9)$$

Donde:

$\sigma_b$ : esfuerzo de tracción en el borde

$\sigma_c$ : esfuerzo de tracción en el centro

L: dimensión de la losa en el sentido del tránsito

B: dimensión de la losa en el sentido transversal

H: espesor de la placa

Los coeficientes de estas fórmulas son válidos en el Sistema de Unidades Inglés.

En la mayor parte de los casos encontrados, el módulo del suelo soporte o subrasante varía de 30 a 150 MPa, y los espesores de las placas son del orden de 0,15 a 0,30 m. En la tabla 2.1 se da el valor del coeficiente  $\sigma_b/\sigma_c$  en estas condiciones.

**Tabla 2.1**

Valor de relación de esfuerzos para una carga en el borde de la placa, para una carga en el centro, para diferentes espesores de placa y diferentes módulos del suelo

H (m)	E = 30 (MPa)	E = 60 (MPa)	E = 75 (MPa)	E = 150 (MPa)
0,15	1,49	1,46	1,45	1,42
0,2	1,51	1,48	1,48	1,45
0,25	1,52	1,5	1,49	1,47
0,3	1,53	1,5	1,5	1,48

Así, el esfuerzo máximo en la base de la placa para una carga en el borde puede alcanzar 1,55 veces el esfuerzo en el centro de la placa.

En función de la temperatura promedio en la placa, la abertura de la junta o de la fisura varía según el período de construcción de la calzada. Existen períodos de la jornada y del año durante los cuales las juntas están cerradas o abiertas. Por tal razón, la transferencia de cargas puede variar de 0,2 a 0,3 y el valor que corresponde a la transferencia por el suelo soporte puede llegar a ser hasta uno cuando la junta está cerrada. El esfuerzo máximo varía diariamente entre un valor cercano al del esfuerzo para una carga en el centro de la placa ( $\sigma_b = 1 - 1,05 \sigma_c$ ) y 1,55 veces este esfuerzo cuando la transferencia de carga es más baja.

La totalidad del tránsito soportado por la calzada no induce esfuerzos tan elevados cuando no hay transferencias de carga. Aplicando la ley de Miner y estimando las cantidades de tráfico asociadas a los niveles de esfuerzo en el revestimiento, puede calcularse el valor del esfuerzo

máximo, asociado convencionalmente a la totalidad del tráfico. Los cálculos efectuados conducen a tomar un valor  $\sigma_v/\sigma_c$  entre 1 y 1,35.

- Consideraciones de los esfuerzos de origen térmico

La influencia de los gradientes térmicos en placas de concreto es bien conocida: las placas se deforman bajo la influencia de su propio peso, generando así esfuerzos. Estos esfuerzos se adicionan a los de las cargas que circulan sobre las calzadas, reduciendo de este modo el efecto cuando el fondo de placa está comprimido (gradiente negativo) o aumentando, cuando el fondo de la placa está en tensión (gradiente positivo).

Si bien el nivel de los esfuerzos de origen térmico puede ser muy elevado, éstos no tienen efecto directo sobre la ruptura por fatiga de las placas. Su repetición es baja: una o dos veces por día, es decir, del orden de  $10^4$  ciclos de carga en 20 años de servicio.

En razón de la acumulación de los esfuerzos debido a las cargas y a los esfuerzos de origen térmico, el daño de la calzada depende de los estados de esfuerzos en la placa en el momento del paso de los vehículos. Conociendo la frecuencia de aparición de los gradientes de diferentes intensidades, es posible asociarlos a cada estado de esfuerzos en la placa, en una cantidad de tránsito durante la vida de la calzada (figura 2.7).

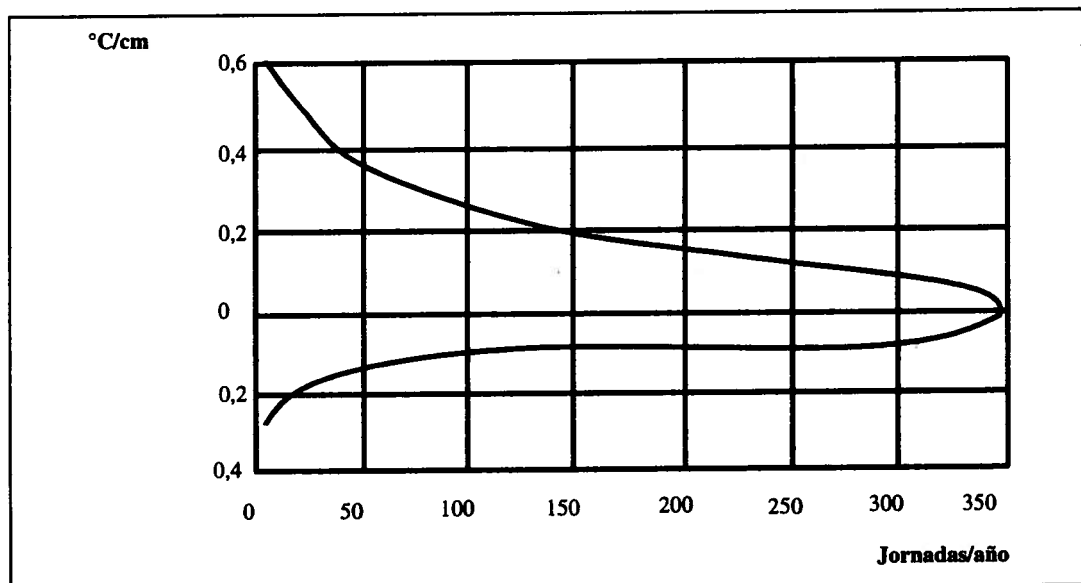


Figura 2.7 Frecuencia de los gradientes térmicos.

## ESQUEMA DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS CALZADAS EN CONCRETO

Los desarrollos sobre el funcionamiento de los pavimentos en concreto hidráulico se basan en los modelos presentados en la teoría de la elasticidad.

El esquema de funcionamiento de las calzadas en concreto puede describirse haciendo referencia a multicapas con capas tratadas con productos hidráulicos.

El concreto es también un material tratado con ligantes hidráulicos, igual que las otras capas. Su curva de fatiga posee una pendiente vecina a la observada sobre una grava cemento, por ejemplo (la ruptura a  $10^6$  ciclos se obtiene para un esfuerzo de alrededor de la mitad del esfuerzo de la primera carga,  $\sigma_0$ ).

Cabe destacar que si el concreto es un material que se fatiga como una grava cemento, éste es más resistente, puesto que su resistencia a la ruptura de la primera carga es tres o cuatro veces superior a la de la grava cemento.

- El esfuerzo en la base de una capa tratada es proporcional a la carga, e inversamente proporcional al cuadrado de su espesor:

$$\sigma = \frac{P}{H^2} \times C \quad (10)$$

Como se muestra en el modelo de Westergaard:

- Para un tráfico y un suelo soporte dados, parece que se puede deducir de manera muy simple el orden de magnitud del dimensionamiento, dividiendo el espesor de la grava cemento para estas circunstancias de suelo y de tránsito; esto significa que en una primera aproximación, el espesor se divide por dos utilizando el concreto. Dicho razonamiento simplista contiene una hipótesis implícita que está lejos de verificarse: el módulo de rigidez elevado y la presencia de numerosas juntas (cortadas durante la construcción de la calzada, con un espaciamiento del orden de cuatro a seis metros).

No es posible asimilar el comportamiento de la calzada en concreto con los modelos que esquematizan el de la grava cemento.

Para la concepción de estructuras que proceden de la utilización del concreto de cemento se debe tener en cuenta la presencia de esas juntas, ya que ésta se manifiesta de dos maneras:

- La primera es simplemente un crecimiento del esfuerzo de tracción por flexión en el borde de la junta (figura 2.8).

Como este esfuerzo se limita a un valor compatible con el tránsito, la solución consiste simplemente en mayorar el espesor de la placa (si el esfuerzo en el borde de la placa es el doble del esfuerzo en el centro, la mayoración del espesor alcanza un 40%).

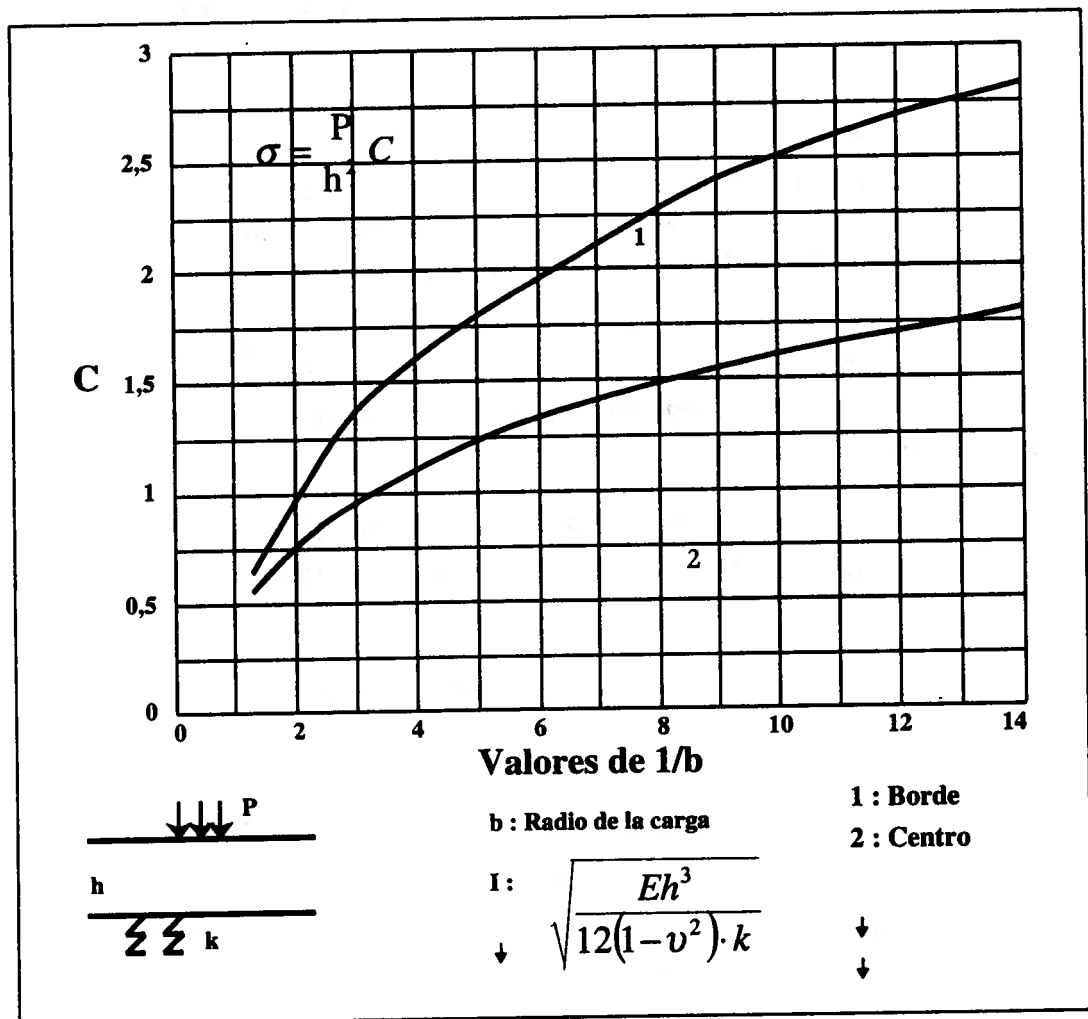


Figura 2.8 Esfuerzos en el borde y centro de la losa.

- La segunda consecuencia de la presencia de estas juntas es que el soporte de la placa (capa de fundación o suelo soporte) es víctima de agresiones repetidas de la placa. Estas agresiones tienen varios orígenes, como por ejemplo:
- El primer origen es un efecto de punzonamiento bajo el ángulo del borde de las placas, como se indica en la figura 2.9. Si el esfuerzo vertical sobre el soporte permanece moderado, o muy bajo, no será el mismo para la carga situada en el borde o en el centro.

La fuerte presión que se puede registrar con el paso de la carga puede conducir a una ruptura localizada de la fundación, con creación de finos susceptibles de desplazarse con el agua presente bajo las juntas, donde va naciendo la formación de cavidades bajo el borde de las placas y el funcionamiento en voladizo de las mismas. Pero el fenómeno no es simétrico: cuando la carga se desplaza hacia la junta, rodando sobre la placa 1, la carga de la junta es progresiva; pero cuando la carga alcanza la placa 2, la carga es instantánea.

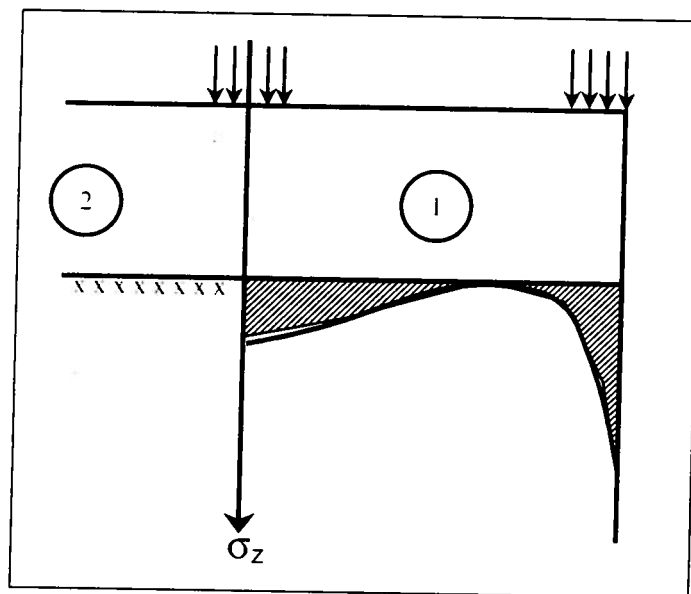


Figura 2.9 Punzonamiento en el borde.

Dicho fenómeno, conocido como bombeo (*pumping*), designa el desplazamiento de finos de la placa 2 hacia la placa 1; en estas circunstancias, el fenómeno aumentará (figura 2.10).

- La segunda agresión para la fundación es la relacionada con los gradientes térmicos: cuando la temperatura en el interior de la placa varía, con un desfase en función de la profundidad en ciertas horas del día, las temperaturas de la fase superior y de la fase inferior de la placa pueden ser diferentes. Bajo el efecto de este gradiente hay pandeo de la placa, que se acompaña de un crecimiento de esfuerzos de flexión, los cuales tienen en cuenta el peso de tales placas.

Según el caso, la placa puede:

- Descansar sobre su soporte por intermedio de sus cuatro esquinas.
- Esto sucede cuando la superficie está a una temperatura más elevada que la fase inferior (figura 2.11).

- En el caso contrario, las cuatro esquinas no harán contacto con el suelo soporte (figura 2.12).

En el segundo caso, los movimientos de la placa con el paso de una carga pueden ser muy importantes a causa del vaivén.

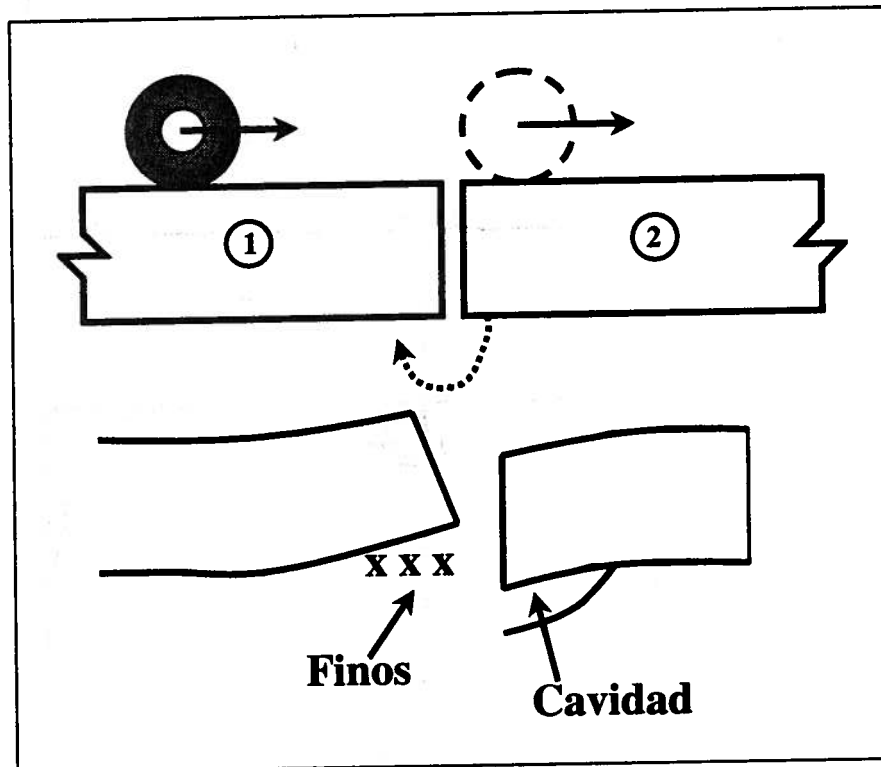


Figura 2.10 Bombeo.

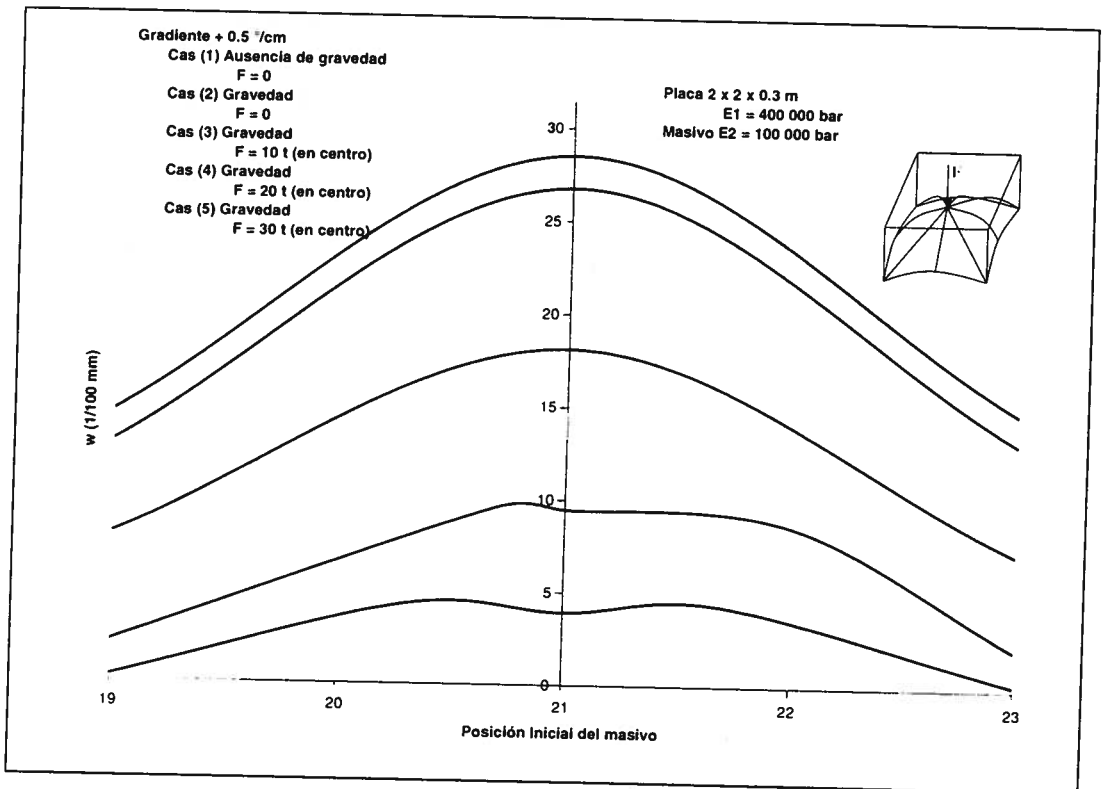


Figura 2.11 Placa en sus esquinas.

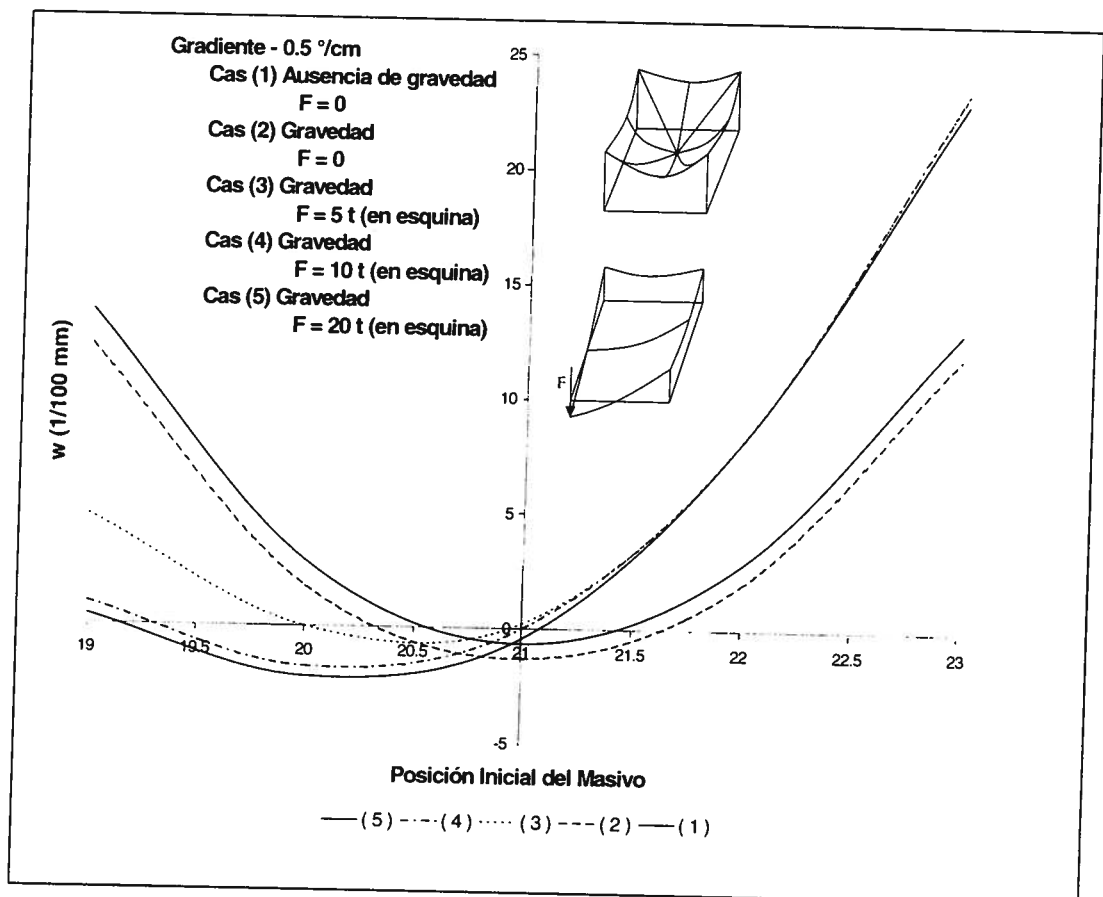


Figura 2.12 Placa con las esquinas levantadas.

Para evitar estos inconvenientes, las soluciones son:

- Aumentar el espesor de la placa. Este incremento reduce muy poco las agresiones que sufre el soporte, pero sí le permite a la placa resistir mejor los crecimientos de los esfuerzos que resultan de las irregularidades del soporte. Este tipo de solución de placa gruesa lleva a buenos resultados en tráficos medios y altos. Los resultados disponibles de secciones realizadas en autopistas europeas, hace siete años, no muestran ninguna evolución desfavorable.
- Disminuir los esfuerzos sobre el soporte, con el fin de que éste resista esfuerzos admisibles: este resultado se obtiene buscando materiales no erosionables para realizar la fundación.

Con las investigaciones que se han hecho, se ha podido:

- Clasificar diferentes materiales para un ensayo de erosión en laboratorio.
- Hacer correlaciones entre este parámetro y el comportamiento de la calzada (suponiendo que las otras condiciones, como el dimensionamiento, estén verificadas).

Otra solución consiste en colocar pasadores en las juntas, pero muchas veces sólo se hace para los tráficos altos.

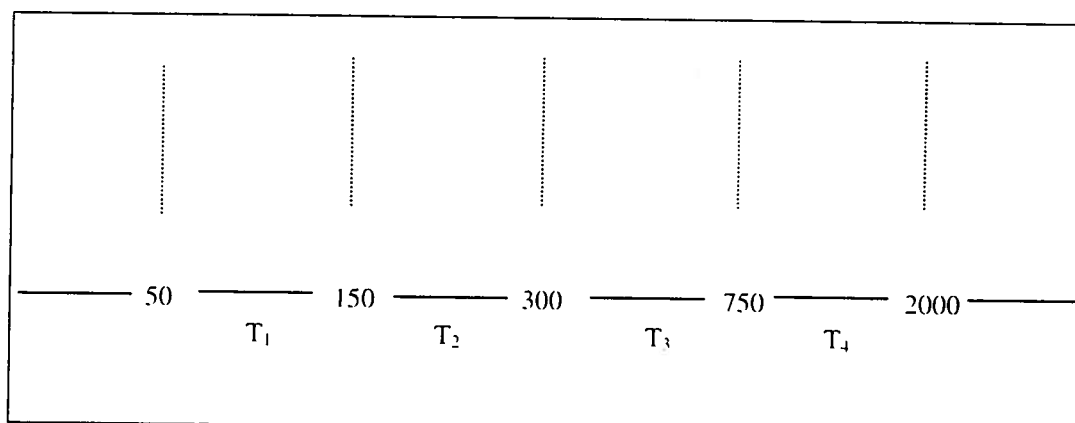
Una última solución consiste en realizar un revestimiento en concreto armado en continuo, entendiendo bien que la concepción difiere del concreto estructural, ya que en el concreto vial los aceros sólo cumplirán la función de repartir los esfuerzos de retracción, es decir, controlar la fisuración. Este tipo de calzada se desarrolló primero en Estados Unidos, luego en Bélgica y desde hace 25 años en Francia y Alemania, para el refuerzo de calzadas nuevas.

## **DIMENSIONAMIENTO DE CALZADAS EN CONCRETO**

### **Calzadas con tránsito pesado**

El catálogo de las estructuras se presenta en forma de planchas de estructuras (18 en total). Cada plancha corresponde a un tipo de estructuras definido por la naturaleza de las capas de pavimento y presenta doce casos que corresponden a diferentes parejas  $T_1$  y PF.

$T_1$  es la clase de tráfico determinado en función del tránsito de pesos pesados (de carga útil superior a 50 kN) por día sobre el carril más cargado.



**Figura 2.13** Tráfico de pesos pesados (MJA) por día en la vía más cargada.

Se evidencia que las duraciones de vida de servicio son largas (alrededor de 20 años), así como la estrategia de construcción y el mantenimiento de carreteras de concesión nacionales y departamentales.

PF es la clase de plataforma soporte de calzada que se determina en función de la capacidad portante estimada del suelo a largo plazo y la incidencia de una capa tratada.

Se consideran tres clases de plataforma:  $PF_1$ , cuyo módulo de elasticidad está comprendido entre 20 y 50 MPa;  $PF_2$ , cuyo módulo de elasticidad se encuentra entre 50 y 120 MPa, y  $PF_3$ , cuyo módulo de elasticidad está entre 120 y 200 MPa.

Las calzadas de concretos, estructuras de placas cortas, sin pasadores, se contemplan en dos planchas:

Plancha 5: Concreto de cemento / concreto pobre (figura 2.14).

Plancha 6: Concreto de cemento / grava cemento.

La única diferencia entre dos estructuras es el espesor de la capa de fundación, en ciertos casos, mayor en grava cemento.

Para limitar los riesgos de aparición de bombeo, se prevé lo siguiente:

- Fundaciones poco erosionables (concreto pobre y grava cemento).
- Efectuar un sobrecancho de la placa del carril del tráfico pesado (75 cm en  $T_0$  y  $T_1$ , 50 cm en  $T_2$  y 25 cm para los otros tráficos) para alejar las cargas del borde y limitar la deflexión en el borde de la placa.
- Realizar un sobrecancho de materiales drenantes para evacuar el agua que puede encontrarse en la interfaz y en la junta entre la berma y la placa.

Calzada de tipo 20 - 1  
 Capa de rodadura: concreto armado continuo (BAC)  
 Capa de fundación: concreto delgado, grava o arenas tratadas con ligantes  
 hidráulicos (clase D)










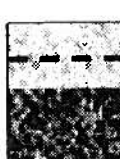

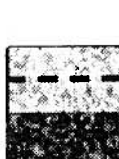
	PF1	PF2	PF3
T <sub>4</sub>	 22 cm BAC 22 cm BM	 22 cm BAC 19 cm BM	 22 cm BAC 15 cm BM
T <sub>3</sub>	 22 cm BAC 18 cm BM o 20 cm GH, SH	 20 cm BAC 17 cm BM o 18 cm GH o 20 cm SH	 20 cm BAC 15 cm BM
T <sub>2</sub>	 20 cm BAC 19 cm BM o 20 cm GH o 22 cm SH	 18 cm BAC 18 cm BM, GH o 20 cm SH	 18 cm BAC 14 cm BM o 15 cm GH o SH
T <sub>1</sub>	 18 cm BAC 19 cm BM o 20 cm GH o 22 cm SH	 17 cm BAC 18 cm BM, GH o 20 cm SH	 18 cm BAC 14 cm BM o 15 cm GH o SH

Figura 2.14 Ejemplo de catálogo.

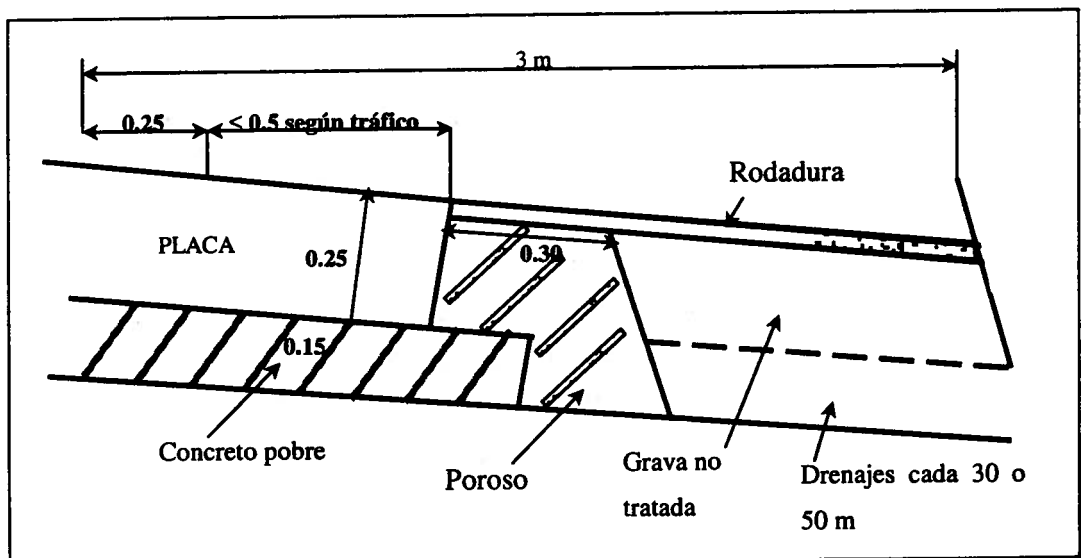


Figura 2.15 Ejemplo de la berma con drenaje lateral.

En la figura 2.15 se da un ejemplo del sobreebanco drenante.

Se debe señalar, igualmente, que para las calzadas unidimensionales de dos carriles el espesor puede variar 5 cm en el perfil transversal, lo que constituye una ventaja para el concreto cuando la variación se hace sobre otro material.

Así, para las calzadas de tráfico alto las opciones tomadas sobre las estructuras deben proporcionar una gran duración, con un mantenimiento periódico de las juntas y la regeneración de características antiderrapantes.

### **Calzadas de tránsito bajo**

En este subcapítulo se ofrece la posibilidad de escoger la estrategia de dimensionamiento y mantenimiento.

De aquí resulta que la duración de las estructuras no es fija, y es el usuario quien determina el tráfico para el cual se dimensiona la calzada.

Los espesores de las estructuras se definen en forma de ábaco, en función de la pareja (N, P).

- N es el tráfico acumulado, calculado a partir del tráfico inicial, en función de la duración de servicio escogido y de la tasa de crecimiento estimada.
- P es la capacidad portante de la plataforma soporte de la calzada, en función de la capacidad portante del suelo a largo plazo y de la incidencia de los mejoramientos hechos (tratamientos).

El ábaco define cinco clases de capacidad portante: 1, 2, 3, 4 y 5, por orden creciente de la calidad.

La estructura en concreto se define por su espesor, placa sin fundación o placa gruesa, tal como se define en la figura 2.16.

Aunque no se han previsto disposiciones particulares en cuanto al drenaje y la erosión del soporte, éstas deben tomarse en la medida en que el tráfico supere los 50 vehículos pesados por carril.

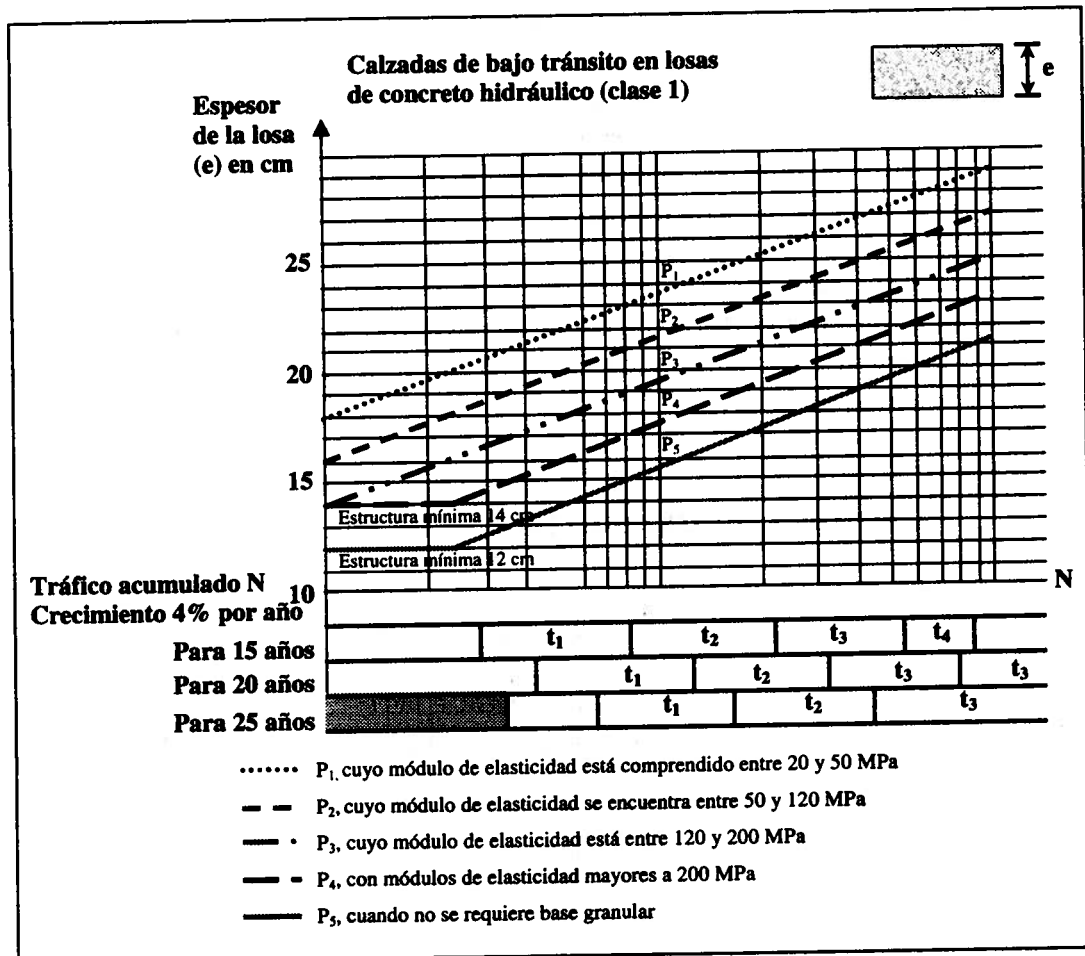


Figura 2.16 Ábaco de dimensionamiento de calzada de bajo tránsito.

### Calzada en placa gruesa para tránsitos medios y pesados

La estructura de las calzadas en placa gruesa, es decir, sin capa de fundación para un tráfico de la clase  $T_3/T_4$ , es la siguiente:

- Una placa en concreto: 37 cm en el borde derecho y 27 cm en el borde izquierdo.
- Una capa drenante: 10 cm de granulometría 6/20.

El problema consiste en saber si las estructuras en placa gruesa no definidas en este catálogo presentan las mismas garantías.

### Concreto reforzado en continuo

Este tipo de pavimento tiene un cierto desarrollo en las autopistas antiguas que necesitan un refuerzo. El espesor del revestimiento es de 18 cm (como máximo), con una tasa de acero longitudinal del orden de 0,7% de la sección transversal.

Para el dimensionamiento se debe considerar la ausencia de las juntas transversales, que ayuda a ganar algunos centímetros con respecto a la estructura clásica.

En casos muy particulares (calzada urbana, túnel, etc.), parece que esta estructura es particularmente interesante en los planos técnico y económico, sobre todo donde la capa de forma se ha tratado con ligantes hidráulicos.

En efecto, es posible:

- Realizar directamente el revestimiento sobre la capa de la subrasante.
- Prever una capa intermedia, por ejemplo en concreto bituminoso, sobre el revestimiento, en el caso de la plataforma PF<sub>3</sub>.

# ***CAPÍTULO 3***

---

## ***Materiales***

## **INTRODUCCIÓN**

**E**n la técnica de calzadas en concreto de cemento tradicional, la mezcla se coloca en el sitio por vibración y moldeo. Durante esta operación, el material no sufre solicitaciones que lo dañen, lo que permite escoger los constitutivos más apropiados a las funciones que se deben asegurar en la obra. Gracias a esta regla, puesta en práctica desde 1980, se emplean mejor los materiales locales y se hacen economías sustanciales en los proyectos.

Los constitutivos del concreto son el cemento, los agregados, el agua, el reductor de aire, los plastificantes, los retardadores de fraguado y, eventualmente, el acero. A éstos se les adicionan los materiales utilizados directamente en obra, como los productos de curado, retardadores de fraguado en la superficie y productos para juntas.

Cada uno de estos constitutivos tiene un papel bien definido en la mezcla o en la obra y participa en la obtención de las características finales, las cuales son el reflejo de las capacidades potenciales de cada constituyente; en otras palabras, la importancia radica en que a éstos se les haga una buena selección inicial.

Por este motivo hay que recordar cuál es la función de cada uno de ellos, precisar la reglamentación que les concierne e indicar sus condiciones particulares de empleo.

## **REVISIÓN SOBRE EL CONSUMO DE MATERIALES**

Las calzadas en concreto hidráulico están compuestas por placas de gran espesor ( $> 15$  cm), fundidas en un solo proceso. Las cantidades consumidas de ciertos constitutivos son fundamentales, por lo que se imponen un aprovisionamiento y una organización de obra muy estudiados.

En la tabla 3.1 se presenta una estimación de los consumos por metro cuadrado de calzada por día de trabajo, para diferentes tipos de obra.

Se entiende la necesidad de empezar el aprovisionamiento (agregados en particular) mucho antes del comienzo de la construcción, para

poder tener un margen de seguridad con respecto a la producción en las canteras y el transporte. Para productos como el cemento, se deben tener silos de almacenamiento y un adecuado suministro durante su permanencia.

**Tabla 3.1**  
Consumo de materiales por metro cuadrado de calzada

Materiales y constituyentes	Ud	Calzada nueva de tráfico alto		Refuerzo RN		Red de tráfico liviano	
		e:25 cm - L:8 m - 1.000 m/día		e:22 cm - L:8 m - 800 m/día		e:18 cm - L:8 m - 300 m/día	
		Por m <sup>2</sup>	Por día *10 <sup>3</sup>	Por m <sup>2</sup>	Por día *10 <sup>3</sup>	Por m <sup>2</sup>	Por día *10 <sup>3</sup>
Concreto	m <sup>3</sup>	0,25	2	0,22	1,4	0,18	0,325
Cemento	kg	85	700	75	450	60	110
Finos	kg	10	80	9	60	—	—
Arena	kg	175	1,400	155	1,000	125	—
Gravillas	kg	320	2,500	280	1,800	230	415
Agua aporte concreto	l	25	200	22	140	18	32
Ranurado	l	4	32	3,5	25	—	—
De macrorrugosidad	l	10	80	9	60	7	12
De lavado del equipo	l	30	240	27	170	20	36
Preparador de aire	kg	0,05	0,4	0,045	0,3	0,035	0,06
Plastificante	kg	0,5	4	0,45	3	0,4	0,72
Acero	kg	0,12	1	0,12	0,72	—	—
Fierro de transferencia	kg	0,5	4	0,5	3,2	—	—
Pasadores	kg	10	80	9	60	—	—
BAC	kg	5	40	5	32	—	—
Agregados de rugosidad	kg	0,15	1,2	0,15	1	0,15	0,27
Aditivo producto de curado	kg	0,15	1,2	0,15	1	0,15	0,27
Retardante							
Productos de curado (protección final)	kg	0,015	0,12	0,015	0,1	—	—
Producto por día							

## CEMENTO

### Generalidades

La definición y la clasificación de los cementos se establecen de acuerdo con las normas NTC 30 y NTC 31.

Los cementos se pueden clasificar, por su composición y por su resistencia mecánica, en diferentes categorías:

- CPA: Cemento Portland Artificial, que contiene al menos 97% de clínker.
- CPJ: Cemento Portland Compuesto, en el que la porción de clínker es al menos de 65% y las adiciones como máximo de 35%, las cuales pueden ser cenizas, escorias y puzolanas.
- CHF: Cemento de Alto Horno, que contiene por lo menos 25% de clínker y entre 60 y 75% de escoria.
- CLK: Cemento de Escoria con Clínker, que contiene al menos 7% de clínker y 80% de escoria.

El clínker es un producto constituido en su mayor parte por silicatos y aluminatos de calcio anhídrico, obtenido por cocción hasta la fusión parcial (clinkerización hacia 1.400 °C). Su origen es una mezcla homogénea de materias crudas cuyos componentes principales son cal ( $\text{CaO}$ ), sílice ( $\text{SiO}_2$ ) y, en menores cantidades, aluminato ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) y óxido de hierro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ).

La escoria es un producto granulado obtenido por enfriamiento brusco de los desechos provenientes de la producción de minerales de hierro en alto horno.

Los cementos contienen obligatoriamente clínker Portland, y pueden contener escorias, puzolanas artificiales o naturales, cenizas volantes de hulla o lignito y otros constituyentes con propiedades hidráulicas o puzolánicas, al igual que finos inertes que intervienen sobre las propiedades del cemento, tales como la manejabilidad, la permeabilidad y la fisuración.

Las especificaciones del cemento para concreto hidráulico están contempladas en las normas NTC 121 y NTC 321. Para la extracción de muestras y el número de ensayos realizados para controlar el concreto hidráulico se deben cumplir las especificaciones establecidas en la norma NTC 108.

### **Acciones y papeles del cemento dentro de la mezcla**

La principal función del cemento es dar al concreto endurecido su resistencia mecánica. Aparte de ser el ligante para mantener sus características geométricas, cumple un papel fundamental en la manejabilidad de la mezcla en el estado suelto antes del fraguado e influye en la compactación del concreto. La resistencia y la compactación son los dos factores principales de su durabilidad.

La hidratación del cemento se acompaña de una liberación de calor y una contracción (tabla 3.2). Ésta comienza desde el momento en que

el cemento entra en contacto con el agua y sólo se hace sentir luego de un tiempo, que depende de las características del cemento.

**Tabla 3.2**  
Rangos de resistencia sobre el mortero normalizado de las diferentes clases de cemento

Clases de resistencia		Resistencia a la compresión (MPa)		
Designación de la clase	Subclases eventuales	A dos días	A 28 días	
		Límite inferior nominal	Límite inferior nominal	Límite superior nominal
35	—	—	25,0	45,0
45	—	—	35,0	55,0
	R (rápido)	15,0	35,0	55,0
55	—	—	45,0	65,0
	R (rápido)	22,5	45,0	65,0
THR (Altas resistencias)	—	30,0	55,0	—

Este tiempo muerto es el lapso en el cual se realizan el transporte y la colocación del concreto.

Estos tres parámetros: tiempo de fraguado, desprendimiento de calor y retracción, están ligados entre sí y dependen del contenido en aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) y de la finura del mortero del cemento.

### Valores límites de las características del cemento

El contenido potencial en aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) debe ser inferior al 8%, salvo si la velocidad máxima de retracción de la hidratación es inferior o igual a  $1 \times 10^{-5} \Delta L/L \times h^{-1}$ , siendo  $L$  la longitud de la placa y  $\Delta L$  su variación.

Este contenido de  $C_3A$  se puede regular en función de la naturaleza de los agregados y de la temperatura ambiente (tabla 3.3).

- El tiempo de fraguado a 20 °C debe ser superior a tres horas y a 30 °C debe ser mayor de dos horas.
- La manejabilidad sobre el mortero normal está comprendida entre 90 y 110% de la manejabilidad media. Si ésta es superior a diez segundos, y está comprendida entre  $(m-2)s$  y  $(m+2)s$  si la manejabilidad media ( $m$ ) es inferior a diez segundos.
- La retracción máxima es inferior a 800  $\mu m/m$ .

Superar estos límites puede ocasionar modificaciones del comportamiento del concreto en un período muy corto (media hora para la

rigidización y algunas horas para la retracción). Es indispensable conocer las características reales del cemento en el momento de su utilización, con el fin de ajustar las condiciones de trabajo en la obra. Para alcanzar esta eficacia, hay que remitirse a la tabla 3.4.

**Tabla 3.3**  
Características de hidratación del cemento en función de las condiciones de obra

Naturaleza de granulares	Temperatura máxima de concreto puesto en obra	Características del cemento	
		Contenido en C <sub>3</sub> A	Velocidad máxima de retracción de fraguado
Silicio (tipo silicio o silico-calcáreo con poco porcentaje de calcáreo)	30 °C > θ ≥ 25 °C	< 6%	$1,10^{-5} \frac{\Delta L}{L} h^{-1}$
	< 25 °C	< 6%	
Rocas ígneas o mezclas (ej: 20/40 calcárea, 4-20 silicio)	30 °C > θ ≥ 25 °C	< 7%	
	< 25 °C	< 8%	
Calcáreos	30 °C > θ ≥ 25 °C	< 10%	
	< 25 °C	< 12%	

**Tabla 3.4**  
Protocolo de acuerdo entre el productor de cemento y el contratista

Características del cemento de 1 a 300 ton	Valor medio	Rango de alerta	Disposiciones si se pasa el rango de alerta
2. C <sub>3</sub> A del clínker (%)...	7	+ 1	Información del corte
- Contenido de constitutivos secundarios (%)...	15	+ 5 - 5	
3. Finura Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	3.500	+ 200	Aumento del rendimiento de realización de ensayos de resistencia sobre el concreto
4. Un ensayo por hora		- 200	
5. Contenido en SO <sup>3</sup> (%)...	2,5	+ 5 - 5	- Ajuste de la cantidad de agua de aporte - Aumento del tiempo de mezcla. - Información
- Temperatura del triturador	95 °C	105 °C	
- Otros ensayos Mayor de 100 ton		Rango de no aceptación	- Riesgo si pasa el rango de aceptación
- Resistencia a las 24 horas (MPa)...	10	+5 -4	Figuración antes de corte Falta de resistencia del concreto
- Tiempo de fraguado a 20 °C sobre la pasta dura	3 h	+ 2H -1H	Rompimiento del borde
- Trabajabilidad (segundos)	7	m ± 20 %	Rigidización del concreto
- Ensayo Tussenbroeck	Positivo	Negativo (5)	Falso fraguado

## **Selección del cemento y precauciones particulares**

La obra se debe aprovisionar preferencialmente con una sola cementera, la cual ha de tener una producción diaria compatible con el ritmo de consumo máximo. En el caso de que la obra presente varios períodos de ejecución, se puede presentar el aprovisionamiento de cementos de diferentes orígenes.

Las categorías de cemento más utilizadas son la CPA y los CPJ; para este último, en técnicas de carretera, se recomienda limitar al 15% el contenido de adiciones. Para carretera, los cementos de la clase 45 (mínimo 4,5 MPa de módulo de rotura) dan los mínimos requerimientos para alcanzar las resistencias requeridas.

- **Búsqueda de economía del cemento**

Cuando se reduce la dosificación en cemento (de 20 a 30% en las dosificaciones habituales), se completa con adiciones de elementos finos como cenizas volantes o escoria molida, que tienen propiedades puzolánicas o hidráulicas. La acción de estos productos se desarrolla a largo tiempo.

Esta sustitución se realizará cuando la vía se demore en darse al servicio. En estos casos, la resistencia mecánica del concreto se obtiene a 56 días.

- **Puesta en circulación rápida**

Se pueden efectuar selecciones sobre la clase del cemento basándose en la resistencia que se obtiene en éste a 24 o 48 horas. Una atención particular se debe hacer en el tiempo que separa la fabricación y la puesta en obra, el curado del concreto y el rendimiento de corte de las juntas de dilatación.

- **Utilización de cementos CLK (cemento de escoria y clínker)**

Su dosificación para los concretos viales es poco conocida y poco utilizada debido a la sensibilidad a las pérdidas de agua durante el fraguado y la baja resistencia a la abrasión que tiene este concreto. El desarrollo de la resistencia es muy bajo. Para una calzada realizada en cemento CPA o CPJ, se debe prever un tratamiento superficial que la proteja.

## **ELEMENTOS FINOS DE ADICIÓN**

### **Generalidades**

Los elementos finos cumplen dos papeles posibles en la mezcla:

- Pueden servir como correctores de granulometría y manejar así la compactabilidad de la mezcla.

- Pueden completar la acción del clínker cuando tiene un poder puzolánico o hidráulico.

Los finos que se pueden utilizar son:

- Los *fillers* calcáreos.
- Los finos de molienda.
- La escoria molida.
- Las cenizas volantes húmedas o secas.

Las dos primeras deben emplearse como correctores de granulometría, mientras que las otras dos sí aportan un mejoramiento a la resistencia.

### **Origen y producción de cenizas volantes**

Las cenizas volantes son los residuos de la combustión del carbón pulverizado en los hornos de las calderas de las centrales eléctricas, que se recolectan antes de la salida de los humos a la atmósfera y por desempolvamiento electrostático. Según la naturaleza del combustible, la combustión puede producir cenizas silicoaluminosas o sulfocálcicas. Las cenizas secas o ligeramente húmedas se transportan en contenedores y se almacenan en silos, en tanto que las cenizas húmedas se almacenan sobre el suelo.

### **Características y composición química de las cenizas volantes**

La calidad de las cenizas es función del carbón quemado, del tipo de la caldera utilizada y del sistema de combustión. Estos elementos influyen en la tasa de no quemados. Los carbones pobres, por ejemplo, producen mayor cantidad de carbones grasos no quemados. El contenido de no quemados puede variar del 1 al 6% para una central dada.

Las cenizas volantes de hulla, silicoaluminosas, son las más corrientes; estas cenizas de color gris, que se recogen secas, se presentan bajo la forma de un polvo fino, de granulometría comprendida entre 0,5 y 200 micrones. Su densidad aparente (producto seco y bruto), sin compactación, varía de 0,55 a 0,8, y bajo una simple compresión puede alcanzar de 0,8 a 0,9.

En el microscopio electrónico, aparecen en forma de esferas o de conchas vitrificadas.

### **Acción de la ceniza volante y forma de utilización**

La proporción de contenido de cal en las cenizas de hulla es muy baja (2 a 3%). Éstas tienen un poder puzolánico que desarrollan en presencia de agua, y a la vez pueden fijar la cal para dar componentes estables con propiedades hidráulicas. La cal, grasa asociada, en una porción conveniente con cenizas volantes, constituye un ligante hidráulico de fraguado lento que puede acelerarse por medio de un acelerador de fraguado (aluminato de sodio), o por un aumento de temperatura. Los minerales del grupo de los silicatos de aluminio contenido en las cenizas pueden ser atacados por una mezcla de cal hidratada y de sulfato de calcio, mucho más potente que el ataque cálcico. La ceniza volante se produce en la mezcla con adición de sulfato de calcio en un porcentaje pequeño a la clinca del cemento. Las cenizas de hulla pueden considerarse como:

- Un excelente corrector granulométrico de las arenas que actúa sobre la compacidad de la mezcla, pero también sobre su manejabilidad y su cohesión en el momento de su colocación *in situ*.
- Un complemento de ligante, pero su acción se siente a largo plazo (mayor de 28 días).

### **Caso de las cenizas húmedas**

Actualmente las cenizas secas son las más utilizadas, pero el problema de ir las sacando a medida que se producen dificulta la alimentación de la obra. Por esto el empleo de cenizas volantes prealmacenadas, es decir, húmedas, se hace atractivo. Nada se opone a su uso, pero se deben tomar unas precauciones adicionales:

- Escoger cenizas volantes frescas que tengan una buena reactividad.
- Realizar el mantenimiento sobre un área perfectamente drenada.
- Utilizar un reductor para destruir los grumos.
- Medir su contenido de agua al momento de la dosificación.
- Adaptar los medios de dosificación y el modo de introducción en el mezclado, con el fin de evitar los grumos.

## AGREGADOS

### Generalidades

Los agregados constituyen el esqueleto del concreto y representan las cuatro quintas partes del peso de la mezcla. Su selección constituye un parámetro fundamental.

El transporte es otro de los parámetros importantes, ya que incide bastante en el precio de los materiales. En consecuencia, se tiene gran interés en escoger los agregados locales y adaptarlos para emplearlos en las obras.

Generalmente, los agregados para el concreto vial se provisionan en tres fracciones: arena, gravilla y grava. Esta última clase no está siempre disponible en cantidades suficientes, pero a pesar de que aporta algunas ventajas, no es indispensable.

Todos los granos desempeñan un papel clave en la manejabilidad de la mezcla. Así, para los concretos compactados por vibración se preferirán las formas esféricas.

### Características de los granulares y valores límites

Las características y los valores límites se establecen sobre la granulometría, la forma, la limpieza, la resistencia al impacto, al desgaste y al pulimento. En las tablas 3.5, 3.6 y 3.7 se precisan los valores límites para estos parámetros y se muestra que se debe buscar un constitutivo extremadamente regular, no susceptible de evolucionar bajo las agresiones del servicio (tráfico, intemperie). El análisis del funcionamiento y del comportamiento de las calzadas de concreto en el tiempo permite apreciar mejor qué calidades son necesarias para los materiales en función del papel que cumple la estructura.

**Tabla 3.5**  
Características de la arena

Características	Clases de tráfico					
	T <sub>5</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>2</sub>	< T <sub>1</sub>	
Equivalente de arena	≥ 80	≥ 75	≥ 75	≥ 75	≥ 65	
Módulo de finura	+/-0,2	+/-0,2	+/-0,4	+/-0,4	+/-0,6	
Friabilidad	Con ranurado transversal	≤ 15	≤ 15	≤ 15	≤ 20	< 30
	Con tratamiento superficial	≤ 20	≤ 20	≤ 20	< 30	< 30

**Tabla 3.6**  
Característica de las gravillas y gravas

Características	Función sobre la calzada	Clases de tráfico				
		T <sub>5</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>2</sub>	< T <sub>1</sub>
Los Ángeles	Horas superficie de la placa	≤ 30	≤ 30	≤ 40	≤ 40	≤ 45
	Presencia eventual	4/20	≤ 20	≤ 20	≤ 25	≤ 30
	en superficie (ranurado)	> 20	≤ 25	≤ 25	≤ 30	≤ 35
Micro Deval en presencia de agua	Horas superficie de la placa	≤ 25	≤ 25	≤ 35	≤ 35	≤ 40
	Presencia eventual en	4/20	≤ 15	≤ 15	≤ 20	≤ 25
	superficie (ranurado)	> 20	≤ 20	≤ 20	≤ 25	≤ 30
CPA	Presencia eventual en superficie	≥ 0,50	≥ 0,50	≥ 0,45	—	—

**Tabla 3.7**  
Límite de las características de gravillas para una superficie en relieve

Características del tráfico	Granulometría	LA	MDE	CPA	Forme	Limpieza
T <sub>4</sub>	10/14	≤ 15	≤ 10	≥ 0,55	≤ 10	≤ 0,5
T <sub>1</sub> , T <sub>2</sub> y T <sub>3</sub>	10/14	≤ 20	≤ 15	≥ 0,50	≤ 15	≤ 1

## Selección de los granulares y precauciones particulares

### Granulometría máxima

En todos los casos hay que determinar una dimensión  $D$ , la cual es la máxima. La limitación puede venir de la producción de las canteras. El empleo de  $D = 40$  mm es muy corriente, por lo que se llega a utilizar  $D = 60$  mm y hasta 80 mm. Actualmente, la granulometría de 60 mm se usa para placas gruesas en los países desarrollados.

Escoger una  $D$  larga proporciona las siguientes ventajas:

- Economía de energía en la preparación de los materiales.
- Resistencia mecánica más elevada a dosificación de cemento constante.
- Mejoramiento de la transferencia de cargas con juntas, en ausencia de dispositivos particulares.

Esta resistencia mecánica es proporcional a  $\sqrt[3]{D}$ , así que el paso de  $D$  de 20 mm a 40 mm permite una ganancia teórica del 15% en resisten-

cia y, por consiguiente, una posible economía en cemento. Hace falta recordar que esta reducción de la cantidad de cemento obliga a reajustar el contenido de finos.

### ***Fracción fina de los granulares***

La experiencia muestra que para obtener una buena cohesión del concreto en estado fresco (evitar la segregación y mejorar la estabilidad de los bordes del material, en el caso de que se usen máquinas de formaleta deslizante) y una buena compacidad en el estado endurecido, se necesita una cantidad de elementos finos cercana a  $400 \text{ kg/m}^3$  de concreto. Los elementos finos de aporte de los granulares son indispensables. Su origen y su proporción en la mezcla deben controlarse. Estas dos recomendaciones excluyen a los finos de origen arcilloso y los finos resultantes de la evolución del *stock* de materiales; en cambio, se recomienda emplear los finos de trituración.

El exceso de elementos finos no favorece al concreto, puesto que la mezcla demandaría una cantidad muy importante de agua, lo que puede conducir a la caída de la resistencia mecánica y, a la vez, la llevaría a tener exceso de ligante, lo cual dificultaría su colocación con máquinas de formaleta deslizante.

### ***Arena triturada***

Siempre se ha preferido una arena redondeada para mejorar la manejabilidad de la mezcla, pero en algunas regiones puede ser escasa. El empleo de arena natural y triturada permite resolver este problema.

### ***Naturaleza de los granulares***

Los granulares calcáreos presentan una buena resistencia al desgaste y al pulimento, pero son incompatibles con una buena durabilidad de la rugosidad de la superficie. Para proteger la superficie se requiere realizar un tratamiento superficial cuando la rugosidad no sea la adecuada. El tiempo para la ejecución de este tratamiento depende de la importancia de la circulación y puede ser como máximo de un año para los tráficos altos. Los materiales granulares silíceos tienen un coeficiente de dilatación elevado, así que el concreto fabricado con ellos es sensible a las variaciones de temperatura y la fisuración se puede producir muy pronto. El momento de corte de las juntas debe adaptarse a las condiciones particulares de la obra (proporción de elementos silíceos en la mezcla y en el gradiente de temperatura diaria).

Se deberán tomar precauciones particulares en cada caso, para retardar la fisuración:

- Retardar la hora de la colocación del concreto (desplazar el pico diario de la temperatura, del momento de desprendimiento de calor, durante la hidratación (figura 3.1).
- Profundizar las juntas.
- Cortar la junta lo más rápido posible.

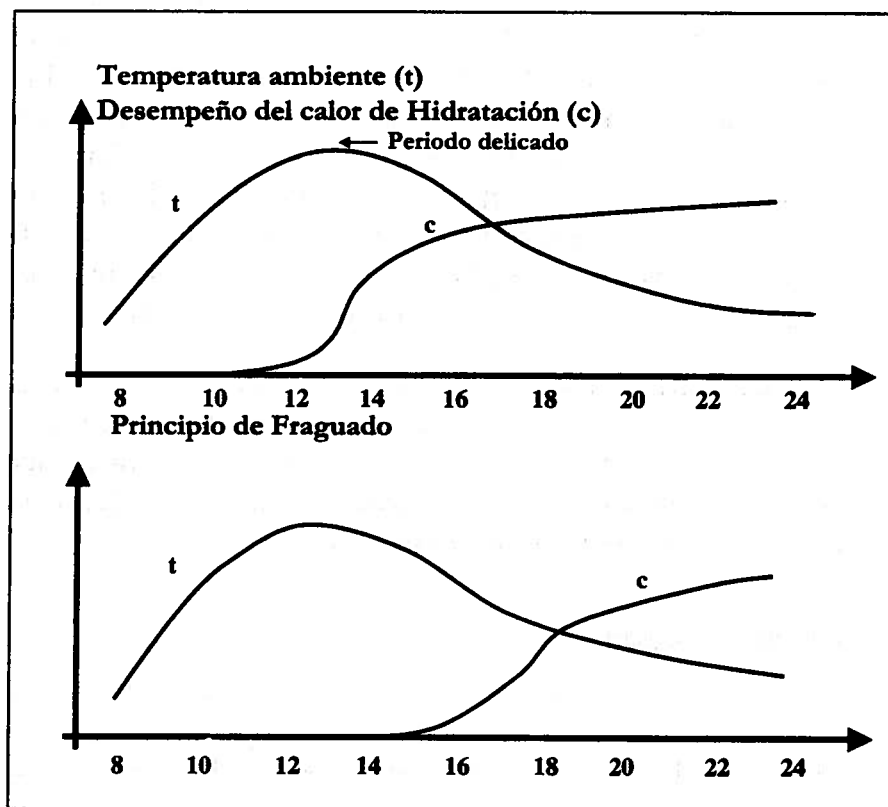


Figura 3.1 Influencia del momento de la fundición del concreto.

### **Utilización de granulares livianos**

Cuando se pretende obtener una ganancia en peso, se aconseja usar materiales livianos hasta en un 20 a 25%. El empleo de estos materiales puede presentar algunas dificultades debido a la absorción de agua, por lo que deberán utilizarse saturados en agua.

### **Granulares de concreto de demolición**

En el caso de la reconstrucción de una calzada, puede usarse el antiguo concreto después de molido. La experiencia europea en este campo ha dado excelentes resultados. El granular obtenido puede considerarse un granular corriente.

## AGUA

En una obra de calzadas en concreto, el agua se utiliza en varias de las actividades:

- En la fabricación del concreto y el lavado del mezclador.
- En el transporte y lavado de los camiones.
- En la colocación, adición de agua en camiones *mixers*, riesgo de la capa de soporte y lavado de los equipos en el sitio.
- En el tratamiento de la superficie y en el corte de juntas.

Pero es al agua de constitución del concreto a la que conviene darle una atención particular. El contenido en sales disueltas debe ser inferior a un gramo por litro y tener menos de 0,5 gramos de cloruro de calcio. El contenido de materia en suspensión ha de ser inferior a 0,5 gramos. Su proveniencia debe ser objeto de un estudio muy particular, que permita determinar los riesgos de polución. Habrá que supervisar las contaminaciones accidentales, por detergentes, materias orgánicas, aceites, azúcares o sales, sulfatos, etcétera.

## ADITIVOS

### Generalidades

Los aditivos son productos que se adicionan en baja dosificación en el concreto y modifican algunas de sus propiedades. Éstos vienen líquidos o en polvo, y en este último caso se pueden diluir antes de incorporarse en el mezclador.

Ningún aditivo es de uso obligatorio. Existen incorporadores de aire, plastificantes, reductores de agua y fluidificantes.

### Papel de los aditivos

- **Incorporadores de aire.** Permiten incorporar en el concreto una multitud de burbujas de aire de dimensión granulométrica controlada. Estas burbujas sirven de amortiguamiento para el agua en los casos en que exista congelamiento. Aumentan la cohesión en el transporte y la descarga de camiones (figura 3.2).
- **Plastificantes, reductores de agua.** Mejoran la manejabilidad del concreto y permiten reducir la cantidad de agua necesaria. Aumentan la resistencia mecánica del concreto y se obtiene una mejor cohesión del material en el transporte. Estos son los más recomendados para los pavimentos de concreto.

- **Fluidificadores.** Permiten dar al concreto una consistencia fluida durante un tiempo dado. Se logra pasar de una consistencia firme a una consistencia plástica durante un tiempo que oscila entre 30 y 60 minutos. El empleo de un fluidificante puede ser de interés para los procesos de reparación de placas aisladas.

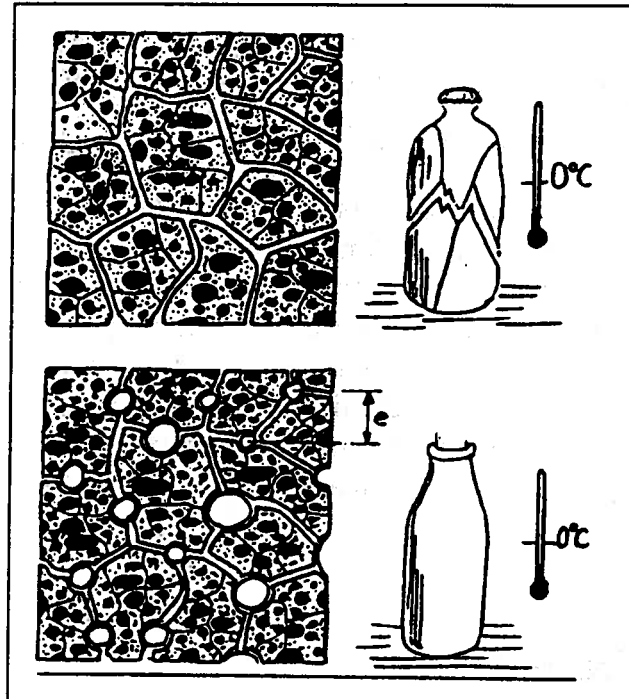


Figura 3.2 Acción de los reductores de aire.

## ACEROS

Los aceros se utilizan para las siguientes funciones:

- Transferencia de carga a las juntas.
- Corte de juntas o de fisuras.

Las barras de transferencia lisas deben tener un diámetro mayor de 20 mm y una longitud de 600 mm. Se debe proteger la mitad con un producto bituminoso, que dé la posibilidad de deslizamiento en el concreto endurecido.

Los aceros corrugados tendrán un diámetro mínimo de 12 mm y una longitud de 600 mm. Las armaduras para el concreto armado en continuo serán corrugadas, con diámetros de 12 a 16 mm y longitudes de 12 a 18 m.

## RETARDADORES DEL FRAGUADO DE SUPERFICIE

Estos productos, que favorecen el descascaramiento de la superficie de concreto, se rocían sobre el concreto fresco y están constituidos por un azúcar en disolución en el agua. Su eficacia se garantiza con un rociado parejo en toda la superficie.

## PRODUCTOS DE CURADO

Los productos de curado tienen como propósito impedir la evaporación del agua de hidratación de la mezcla de concreto. Se pueden utilizar dos tipos:

- Los polietilenos, que dan una protección temporal antes del descascaramiento.
- La pulverización en la superficie de un líquido a base de resina, para evitar la rápida evaporación del agua del concreto. En general son de color blanco y se deben esparcir lo más rápido posible.

## PRODUCTOS PARA JUNTAS

Están destinados a asegurar la impermeabilización de las juntas y evitar la inserción de partículas sólidas entre las paredes de la junta.

Los productos para juntas están constituidos de un material impermeable, adheridos a las paredes de la junta; dúctiles y resistentes a la fatiga, al cizallamiento y a la tracción, deben seguir los movimientos de las placas que les ocasionan las cargas. Son resistentes al envejecimiento (variaciones de la temperatura, agua, rayos ultravioleta) y a los agentes químicos, tales como sales o destilados del petróleo, ACPM, queroseno o tratamientos superficiales.

Según sus condiciones de servicio, se pueden clasificar en:

- Tipo A, sensibles a los hidrocarburos (vías, pistas de aeropuertos. Se excluyen las zonas de estacionamiento).
- Tipo B, insensibles al ataque de los hidrocarburos que no contienen fracciones aromáticas (áreas de estacionamiento, estaciones de transporte).
- Tipo C, insensibles a los carburantes tipo aviación, que contienen fracciones aromáticas.

Se encuentran otros tipos de materiales:

- Productos fundidos *in situ* en caliente que son plásticos. Se trata de masillas a base de bitumen o breas que contienen una pequeña proporción de elastómeros (PVC); su principal problema es el envejecimiento rápido.
- Productos fundidos *in situ* en frío que son elásticos. Se trata de pastas a base de elastómeros que se endurecen al contacto con el aire, luego de la mezcla de dos componentes (silicona, en general); su elasticidad engendra elevados esfuerzos de adherencia cuando la junta se abre en período frío.
- Productos preformados, introducidos y pegados en la junta. Son elastómeros conformados en fábrica (neopreno).

## FORMULACIÓN DEL CONCRETO

El estudio de formulación del concreto se debe hacer de manera tal, que se logre obtener el máximo de beneficio de las propiedades individuales de sus constitutivos. Para esto se requiere, en primera instancia, hacer un censo de los recursos locales y regionales de agregados y cementos.

### Objetivos

Los objetivos son técnicos y económicos. Estos últimos imponen que se definan bien las características buscadas de las mezclas, para evitar los desperdicios.

Para conseguir este propósito, se debe:

- Determinar las proporciones óptimas de los diferentes constitutivos de la mezcla.
- Verificar la compatibilidad de los diferentes constitutivos.

Se pueden necesitar otros estudios para responder a un problema en particular, como por ejemplo la incorporación de un aditivo retardador en razón del aumento de la distancia de transporte, o para protegerla de los efectos climáticos. Como regla general, toda modificación de la composición de base debe ser objeto de un estudio.

### Características requeridas para los concretos utilizados en técnicas viales

Las características dependen del tipo de capa que se quiera realizar y del método constructivo de los trabajos.

El primer criterio que se busca es la resistencia mecánica medida en el ensayo de flexión. Para la capa de rodadura se distinguen los tráficos elevados a muy elevados ( $T_4$  a  $T_5$ ) y los bajos, inferiores a  $T_3$ ; en este último caso se modula el espesor en función de la clase de resistencia (tablas 3.8, 3.9 y 3.10).

Otro criterio está ligado al procedimiento constructivo, es decir, consistencia del concreto. Cuando se utilizan máquinas de formaleta deslizante, se requieren ciertas condiciones para que el concreto pase por las máquinas.

**Tabla 3.8**  
Clases de resistencias para los concretos de rodadura

Tráficos	Clases	Rangos (MPa)	
		Flexión de momento por tres puntos	Flexión diametral
$> T_4$	0	5,5	3,3
	1	5	3
$< T_0$ a $T_3$	2	3,5	2,1
	3	$< 3,5$	$< 2,1$

**Tabla 3.9**  
Resistencias de los otros concretos

Subbase	Compresión a 28 días $\geq 15$ MPa Flexión a 28 días $\geq 2,5$ MPa Resistencia a la tracción (brasileños) a 28 días $\geq 1,5$ MPa
Poroso (en base)	Compresión a 28 días $\geq 15$ MPa

**Tabla 3.10**  
Otras características

Características	Tipos de concreto	Valores
Aire incluido	Fundación y rodadura	De 3 a 6%
Consistencia Asentamiento Manejabilidad	Concreto puesto en lugar por una máquina de formaleta deslizante	De 1 a 5 cm De 15 a 25 s
Porosidad	Poroso	$\geq 15\%$

### Esquema general para un estudio de composición

El estudio se desarrolla por etapas sucesivas (tabla 3.11), cuyo respeto resulta indispensable para la validez de las conclusiones que se puedan obtener.

La primera etapa consiste en definir la fórmula de base. Los criterios de definición de esta fórmula no se han precisado con claridad.

La proporción entre dos tipos de gravillas es el resultado de un balance económico de las canteras. La relación de la cantidad de gravas medias y gravas gruesas está comprendida entre 0,6 y 1.

La proporción entre arenas y gravas se puede definir empíricamente en función de la experiencia, o con la ayuda de métodos clásicos como Faury, Bolomey, Dreux, para un contenido de cemento E/C de 0,45.

**Tabla 3.11**  
Ensayos por realizar en la prueba del estudio

Composición de la mezcla	Consistencia		Aire incluido	Resistencia mecánica		
	Manejabilidad	Asentamiento en cono		A tres días	A siete días	A 28 días
Composición nominal	Sí	Sí	Sí	6	6	6
Composición nominal + 10 L de agua/m <sup>3</sup>	Sí	Sí	Sí	—	—	—
Composición nominal - 10 L de agua/m <sup>3</sup>	Sí	Sí	Sí	—	—	3
(S/G <sub>1</sub> + G <sub>2</sub> ) nominal × 1,1	Sí	Sí	Sí	—	—	3
(S/G <sub>1</sub> + G <sub>2</sub> ) nominal × 0,9	Sí	Sí	Sí	—	—	3

Donde:

S, Arena      G<sub>1</sub>, Grava gruesa      G<sub>2</sub>, Grava fina

La segunda etapa consiste en afinar la relación  $S/(G_1 + G_2)$ , de manera que se obtenga una composición con el mínimo de vacíos. Esta exigencia corresponde igualmente a un tiempo mínimo de fluencia en el maniabilímetro. En el caso de que se conserve la suma de los granulares  $(S + G_1 + G_2)$  constante, esta etapa corresponde al sector Y de la figura 3.3. Escoger la trabajabilidad óptima permite retener el valor de la relación  $S/(G_1 + G_2)$ , o sea, define el esqueleto del concreto.

La tercera etapa consiste en definir las cantidades de agua correspondiente a los límites de las consistencias requeridas. Una primera serie de ensayos se realiza con la incorporación de un agente inclusor de aire. Una segunda serie se realiza con la incorporación de un

plastificante reductor de agua y el agente inclusor de aire. Esta etapa corresponde a la parte II de la figura 3.3. La comparación de las curvas obtenidas permite apreciar la eficacia del plastificante y, por ende, su utilidad. Para una consistencia dada, la ganancia en la dosificación del agua debe ser de al menos 10 l/m<sup>3</sup>.

La cuarta etapa consiste en verificar que las resistencias mecánicas de esos diversos concretos corresponden a los valores esperados. Esta etapa, combinada con la precedente, da los resultados que se presentan en la parte III de la figura 3.3. El análisis de los resultados debe tener en cuenta las características reales del cemento utilizado y las características que dice el suministrador de ese cemento para la obra.

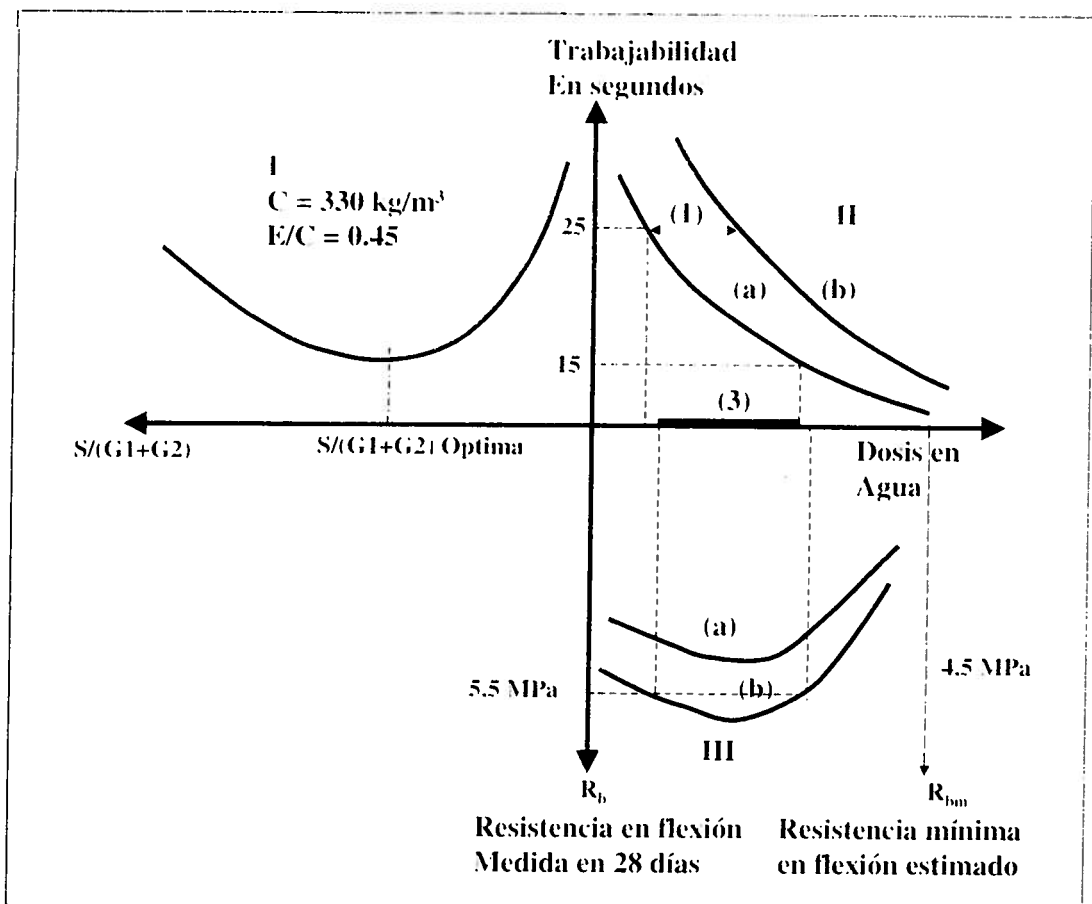


Figura 3.3 Estudio de composición.

Si las resistencias mecánicas medidas y estimadas no satisfacen las exigencias, se deben rehacer las etapas tercera y cuarta, interviniendo sobre uno o varios de los parámetros siguientes:

- Aumentar la dosificación del plastificante, verificando que los efectos secundarios (retardo de fraguado) no modifiquen el comportamiento del concreto.
- Aumentar la dosificación en cemento, sin pasar de 360 kg/m<sup>3</sup>.

- Escoger un cemento de una clase o categoría superior (CPA en lugar de CPJ).

Si los resultados obtenidos satisfacen las necesidades, solamente resta definir la dosificación normal del agua. En la región para la que se escoge el porcentaje de agua se deben tomar en cuenta las exigencias de trabajabilidad y resistencia mecánica (figura 3.3).

La cantidad de cada uno de los constitutivos se define en las pruebas del estudio.

### **Aplicación de diferentes concretos**

#### ***Concreto pobre extendido con formaleta deslizante***

El esquema es aplicable con las variantes siguientes:

La dosificación en cemento es baja (entre 120 y 180 kg/m<sup>3</sup>). Se debe incrementar el contenido en finos, con el fin de obtener una cantidad suficiente para un buen acabado del concreto (al menos 300 kg/m<sup>3</sup>, incluido el cemento). Las resistencias mecánicas son inferiores a las indicadas en la tabla 3.9.

#### ***Concretos colocados con vibración, en formaletas fijas***

La diferencia esencial radica en la consistencia en el momento de la colocación. La formaleta estará presente hasta el endurecimiento del concreto. En el momento de la colocación se puede tener una consistencia más elevada (mayor fluidez) si se aumenta la dosificación de agua o se agrega un fluidificante.

El incremento de la dosificación de agua debe efectuarse en la central de mezcla, ya que es el único medio de asegurar una buena regularidad. Si se aumenta el agua, la resistencia mecánica disminuirá.

Adicionar un fluidificante es más interesante, pues no se modifican las características del concreto y su eficiencia se limita a una hora en promedio. Según su nivel de consistencia, su colocación se puede hacer por gravedad o por vibración. Para obtener una compacidad regular en toda la masa, se recomienda usar la vibración, así como para alcanzar una consistencia comprendida entre cinco y diez segundos en el maniabilímetro, luego de la fluidificación.

#### ***Concreto compactado***

Se deben escoger los granulares y la consistencia de la mezcla. El problema particular que se debe resolver es la capacidad portante de la

mezcla para soportar el paso de los compactadores. La simple reducción de la dosificación en agua no es suficiente, ya que el esqueleto también participa. Los granulares serán de preferencia triturados y de dureza elevada. Igualmente, es necesario incorporar un retardador de fraguado para obtener un endurecimiento lento, que permita la compactación.

### Concreto poroso

El objetivo es obtener una porosidad abierta muy importante, con canales de gran sección. No existe un método de estudio específico, pero sí algunas reglas particulares (figura 3.4).

El contenido en mortero representa entre 15 y 20% del peso del concreto, con una dosificación de cemento de 150 a 500 kg/m<sup>3</sup>, según la aplicación.

La fracción de granulares intermedios debe ser baja y, eventualmente, nula.

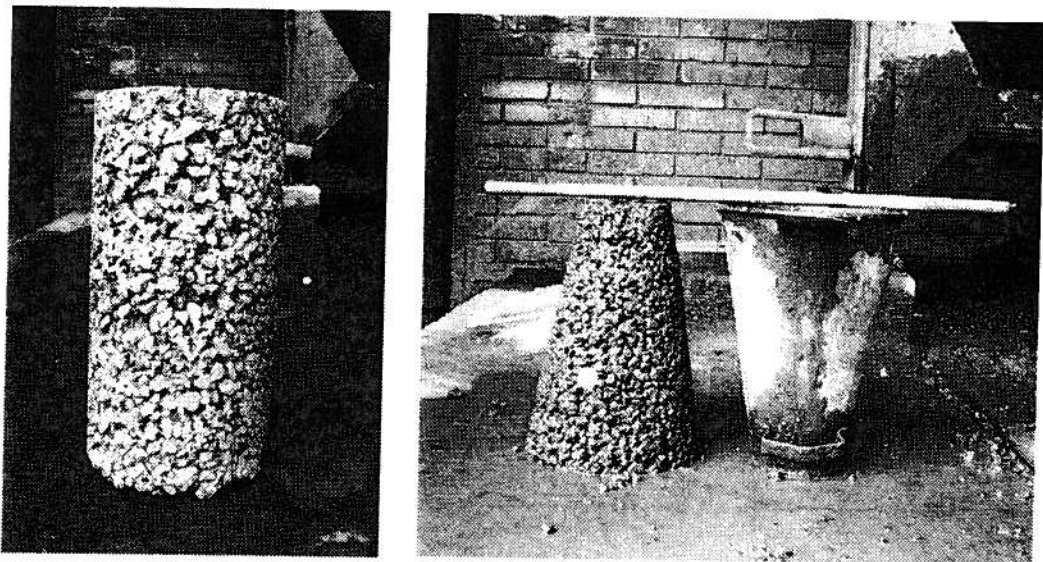


Figura 3.4 Aspecto del concreto poroso.

Otras características que posee el concreto poroso son:

- Los poros son de la talla de los granulares.
- El agua no se extiende en la superficie.

### Estudio de la compatibilidad de los constitutivos

La incorporación de un plastificante puede provocar, en combinación con el cemento, una rigidización precoz del concreto. Se necesita un estudio específico para medir la evolución en el tiempo de la manejabilidad del mortero. Este mortero está constituido de cemento con aportes de arena, de un agente inclusor de aire, del plastificante y del agua en las proporciones dadas, y otro con una dosis y media de plastificante. Los ensayos se hacen hasta por un período de dos horas.

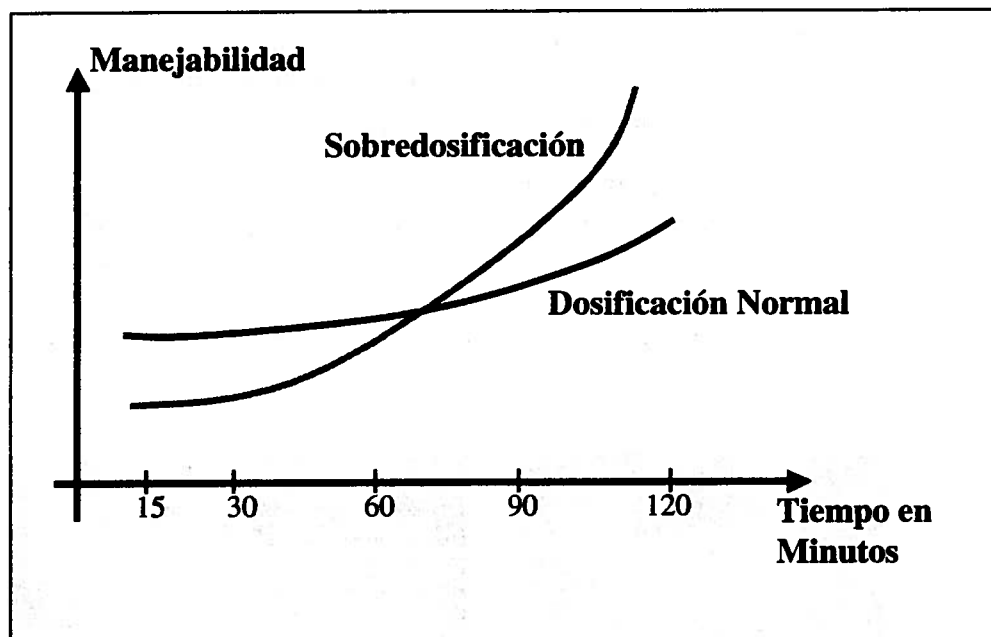


Figura 3.5 Estudio de la compatibilidad del cemento plastificante.

# ***CAPÍTULO 4***

---

## ***Ejecución de una calzada nueva***

## GENERALIDADES

**D**espués del estudio que concluya en espesores y resistencias mecánicas del material, se tratará de incorporar este material fabricado a la obra en las mejores condiciones técnicas posibles.

Los primeros trabajos consisten en un levantamiento preciso de las obras existentes, con el fin de verificar que las medidas asumidas por el estudio del proyecto sean correctas. Se pueden requerir pequeñas variaciones con el fin de adaptarse a la realidad (el ejemplo más frecuente es el desplazamiento del eje de la calzada).

Las coordenadas de los bordes de las placas son determinadas, con el fin de asegurar la puesta de las formaletas o la implementación de los hilos de guía, según sea el caso.

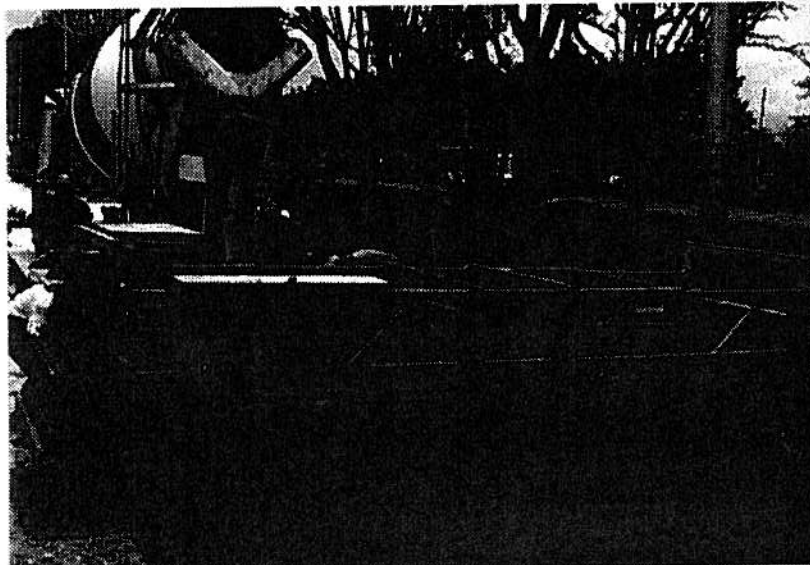
La colocación del concreto se asegurará según la magnitud de la obra:

- Por densificación, con regla entre formaletas fijas.
- Por extendido y densificación del concreto, por máquina entre formaletas fijas.
- Colocación con máquinas de formaleta deslizante, técnica muy usada para las obras grandes (figura 4.1).

Luego se ejecuta un tratamiento de la superficie, que consiste en un barrido con un costal de yute, de una estriación con escobas o un descascamiento químico.

En caso de que se requiera el corte de juntas (concreto no armado), se necesita su ejecución en un término de 4 a 24 horas, de acuerdo con el tipo de los granulares, del cemento y de las condiciones atmosféricas.

a) Colocación con  
rodillo vibrante.



b) Colocación y  
densificación  
con formaleta  
deslizante.



c) Máquina de  
formaleta  
deslizante.

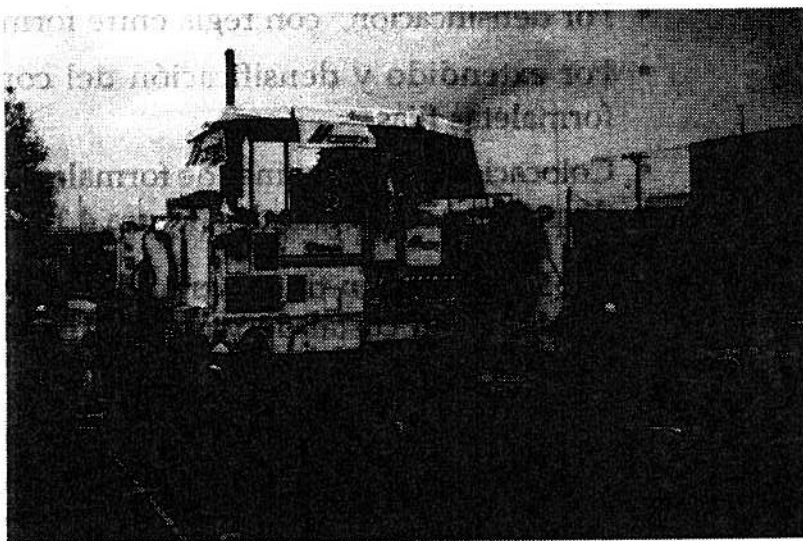


Figura 4.1 Diversos tipos de colocación del concreto.

## EXTENDIDO Y COLOCACIÓN ENTRE FORMALETAS FIJAS

### Colocación y nivelación de las formaletas

Habitualmente, las formaletas son de lámina de acero y sirven a la vez de moldes para la losa de concreto y de riel de circulación para las máquinas. La rigidez de los elementos y la continuidad de los apoyos de la formaleta sobre la fundación son de gran cuidado para la obtención de un buen perfil de la calzada.

Las formaletas se colocan directamente en contacto con la capa-soporte. Una vez que se han puesto, nivelado y asegurado, se hacen una reverificación más rigurosa y un renivelamiento con arena. En el caso de que éstas se coloquen sobre calzas, se requiere utilizar al menos tres calzas por formaleta, para evitar así la deformación y asegurar una portancia suficiente. Cada una tendrá una superficie mínima, contacto con el suelo, de 400 cm<sup>2</sup> (figura 4.2).

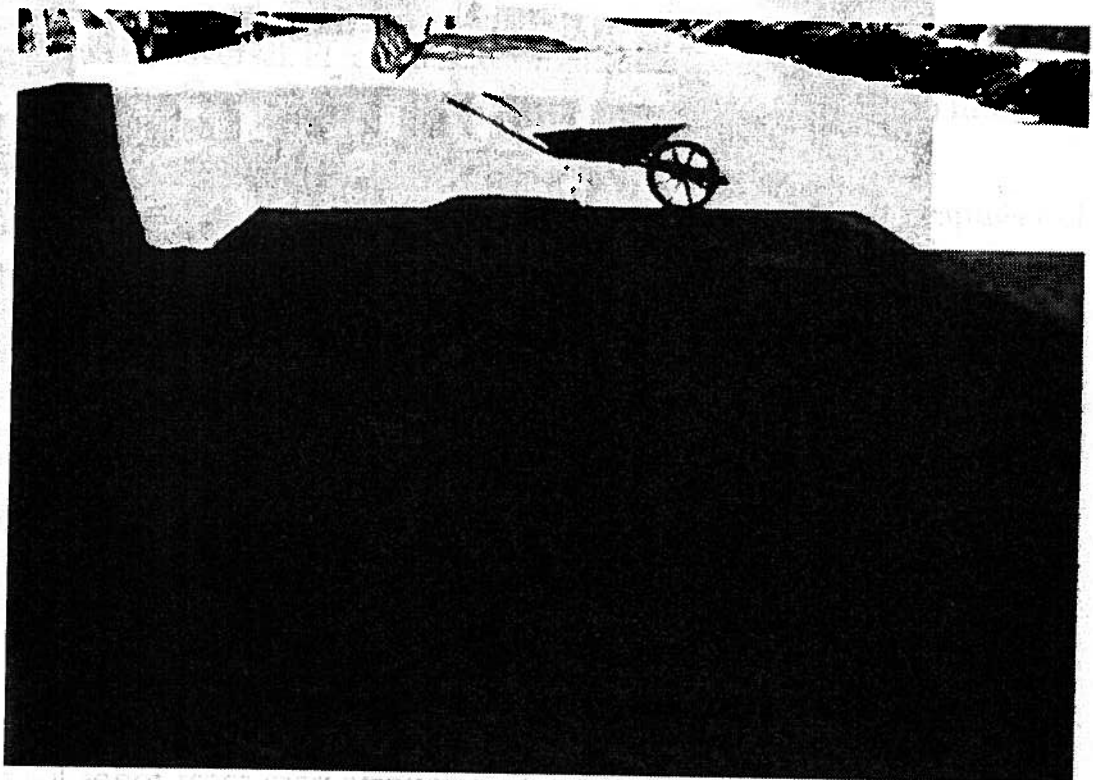


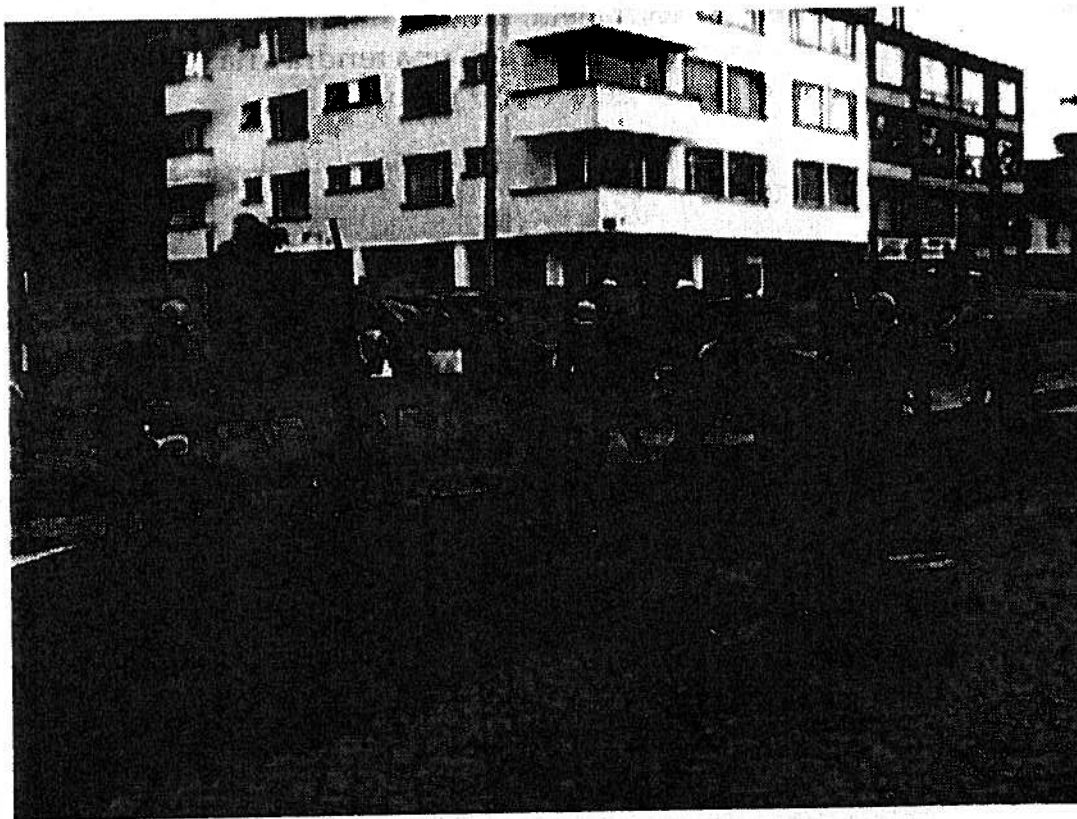
Figura 4.2. Vista de colocación de formaleta.

La rigidez vertical y transversal debe ser suficiente para que bajo el paso de las máquinas, a plena carga, no se produzca ninguna deflexión perjudicial a la superficie de concreto fresco. El talón de la formaleta debe tener al menos 20 centímetros de ancho. Cada elemento de la formaleta debe fijarse al suelo por piquetes cuyo espaciamiento no debe ser superior a un metro.

El alineamiento de las formaletas, tanto en plano como en perfil, tiene que ser correcto. No se deben observar variaciones ni en alturas ni en plano superiores a un centímetro, con respecto al alineamiento teórico. En ningún punto se ha de observar una flecha superior a tres milímetros bajo una regla de tres metros colocada sobre el riel de la formaleta.

La formaleta debe protegerse con un producto de desencofrado sobre su flanco interior, antes de la colocación del concreto.

El paso de un "Gabarit" entre formaletas permite verificar que la superficie de la capa soporte se encuentre a una distancia del nivel superior de la placa al menos igual al espesor previsto para el revestimiento (figura 4.3).



**Figura 4.3** Regla vibrante sobre banda ya construida.

Hay que limpiar la superficie soporte para sacar todos los materiales en exceso y, eventualmente, hacer una compactación suplementaria luego de la escarificación de las partes que sobren.

La desformaleteada se puede realizar después que el concreto se haya endurecido suficientemente y se hayan superado los riesgos de ruptura.

Por regla general, el concreto se coloca en una sola capa; en el caso de ejecución en dos capas, la colocación de la segunda debe hacerse inmediatamente después de la primera, antes que comience el fragua-

do del concreto; la vibración ejercida para la segunda capa debe afectar la parte superior de la primera capa, con el fin de unir las dos.

La vibración se realiza con la ayuda de vigas o agujas vibrantes montadas sobre un chasis. Hay que asegurarse de que el equipo tenga una potencia suficiente para repartir, acomodar y densificar el concreto de manera satisfactoria. Se recomienda la utilización de agujas vibrantes para espesores superiores a 20 centímetros.

En todos los casos, a lo largo de las formaletas y de las losas existentes, el concreto debe pervibrarse con agujas para evitar castillos de granulares.

Los equipos vibrantes no deben dejarse mucho tiempo en el mismo sitio, con el fin de evitar la segregación.

Se deberá aprovisionar un cierto número de pasarelas para permitir el paso de los obreros de un lado al otro, sin circular sobre la placa.

Una vez que el concreto se densifica, se alisa la superficie, primero en forma transversal. El terminado longitudinal se efectúa mecánicamente o a mano. Cada alisadora debe llevar una tolva con concreto fino para corregir las depresiones.

El control del perfil obtenido se realiza inmediatamente después del terminado por el pase en el sentido transversal de una regla, de una longitud de tres metros.

### **Tipos de equipos y límites de utilización**

Los equipos sobre formaletas fijas se utilizan para obras de gran importancia. Para obras pequeñas y de mediana importancia, como áreas de peajes de autopistas, pistas de bicicletas de pequeña longitud, áreas de estacionamiento de aeropuertos y toda obra en que no resulte desventajoso colocar una máquina de formaleta deslizante, se utilizan por lo regular reglas vibrantes del tipo Screed Allen (figuras 4.3, 4.4 y 4.5).

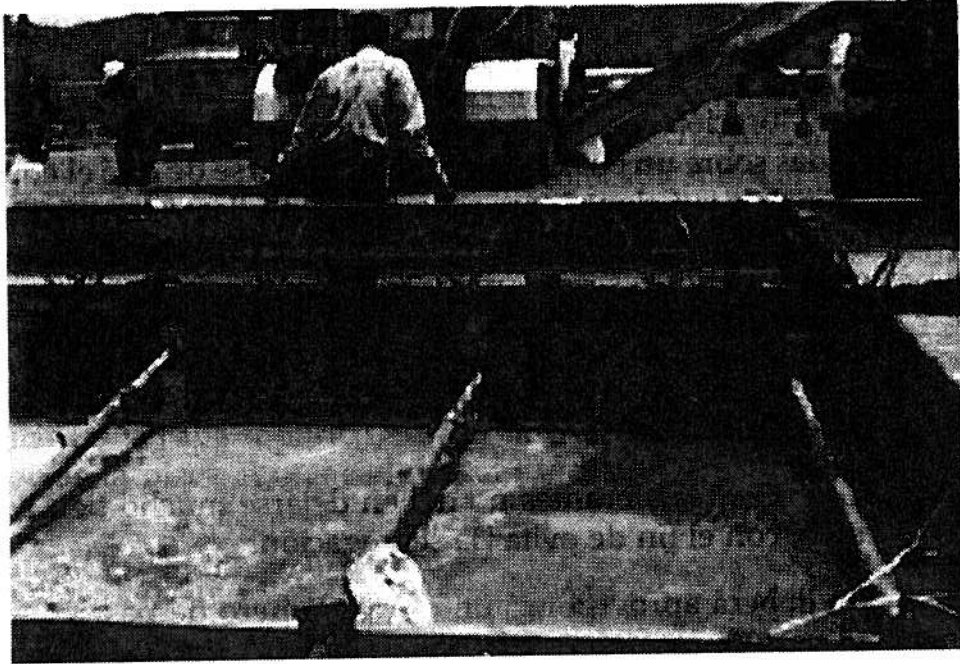


Figura 4.4 Formaleta metálica para aeropuerto.

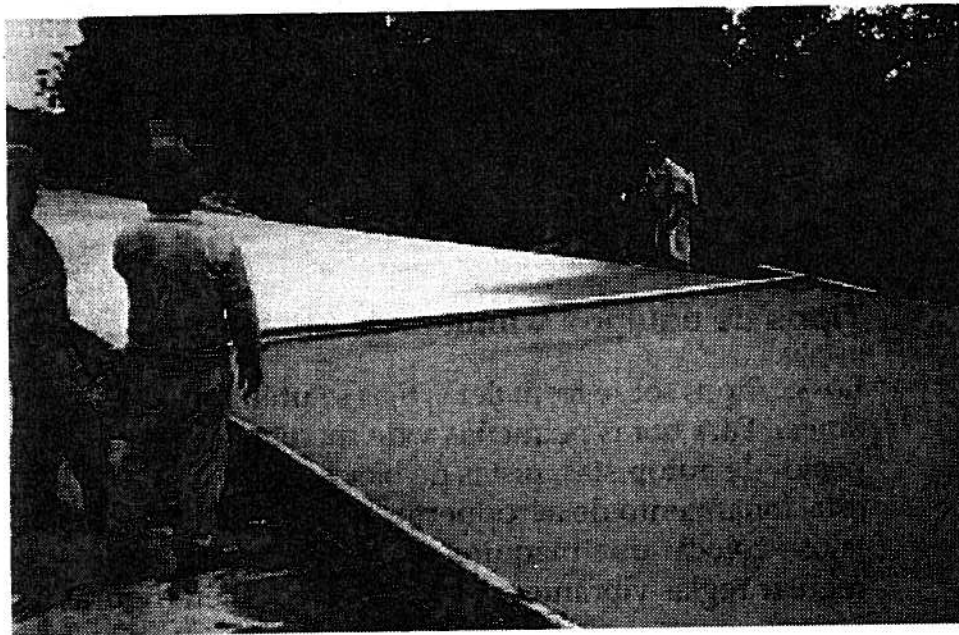


Figura 4.5 Formaleta metálica.

## EXTENDIDO Y COLOCACIÓN DE CONCRETO CON MÁQUINAS DE FORMAleta DESLIZANTE

### Introducción

Su uso se extiende a obras grandes, vías de urbanización, caminos de explotación agrícola, vías industriales, etcétera.

### Descripción del grupo de extendido

El grupo de extendido propiamente dicho se compone de tres equipamientos con funciones distintas:

- Alimentación del concreto.
- Colocación (máquina con formaleta deslizante).
- Terminado de las superficies y curado.

Para la colocación, existen diversos tipos de máquinas con formaleta deslizante. Fuera del moldeo, éstas funcionan según los mismos procedimientos. El principio es el siguiente:

El concreto se aprovisiona por basculamiento de volquetas sobre el soporte, o por intermedio de un alimentador (figura 4.6). Luego éste se reparte uniformemente delante de la máquina por un sistema de doble tornillo sinfín o de un carro de desplazamiento transversal de ir y venir (figura 4.7).

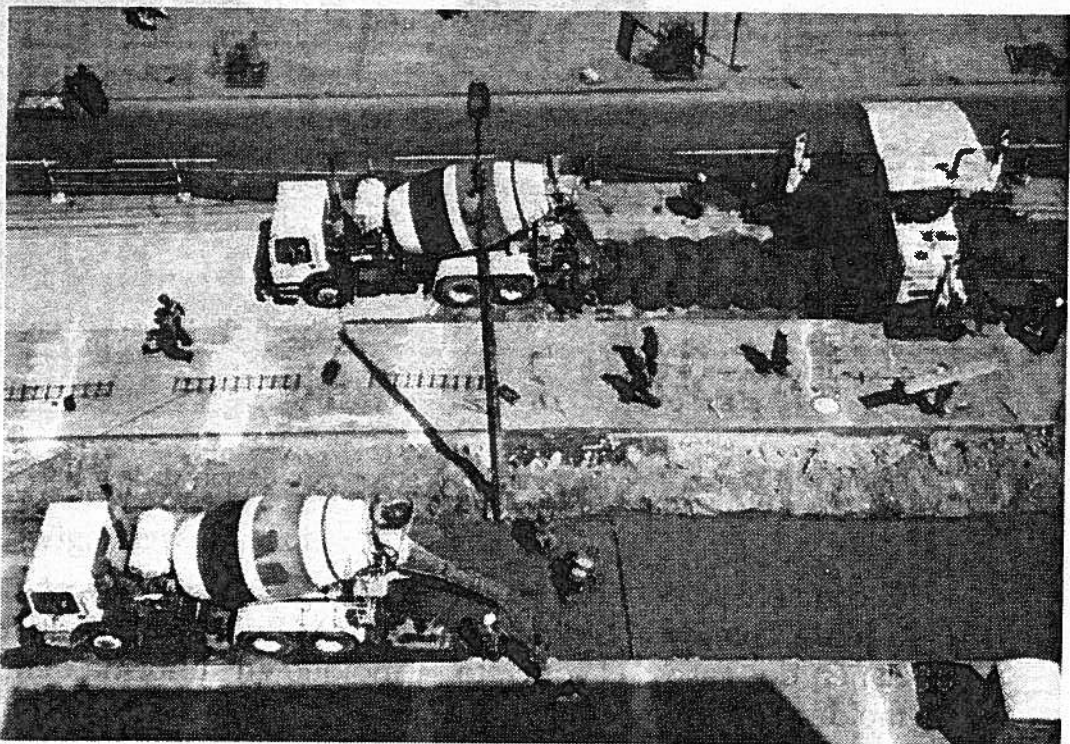
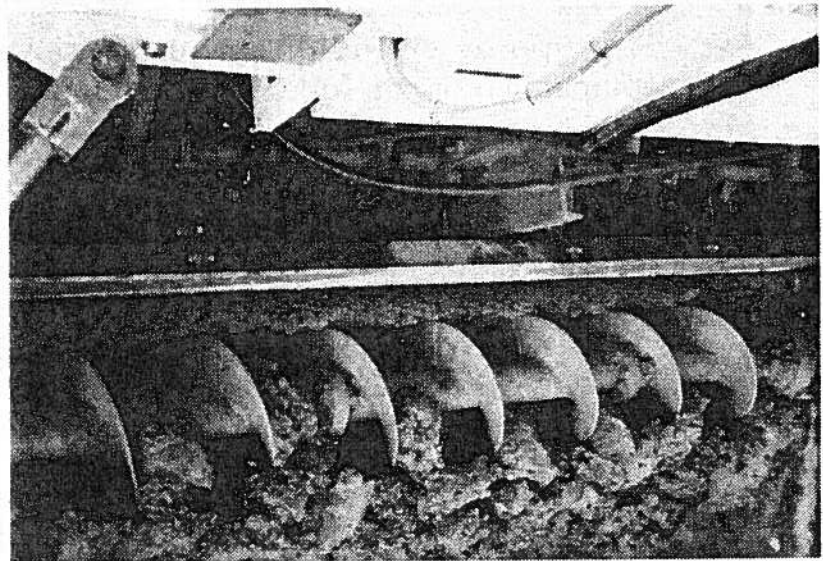


Figura 4.6 Alimentador frontal.



a) Tornillo sinfín.



b) Alimentación en el suelo.

**Figura 4.7** Dispositivos de repartición del concreto delante de la máquina de formaleta deslizante.

El concreto se pervibra por medio de agujas vibrantes en número suficiente: cuando el concreto se hace más fluido, se puede moldear. Se tienen dos casos: el concreto se moldeó en su forma definitiva, o se moldeó con un excedente de espesor y luego se alisó (figura 4.8).

El primer modo de empleo se realiza en superficies no planas, es decir, que presentan irregularidades transversales.

El conjunto de estos equipos se fija sobre un chasis, soportado por dos o cuatro orugas por intermedio de gatos hidráulicos. Para que estos elementos trabajen en buenas condiciones y se obtenga una placa con mejor regularidad, la máquina puede guiarse en plano y en

altitud por referencia a uno o a varios hilos templados sobre piquetes fijos lateralmente a la calzada, a una distancia determinada del eje y a una cota invariable por encima del nivel calculado del borde de la placa.

Los equipos que tienen orugas lo suficientemente anchas pueden trabajar en "gatos bloqueados" si la pista donde circulan o la fundación se encuentra bien nivelada.

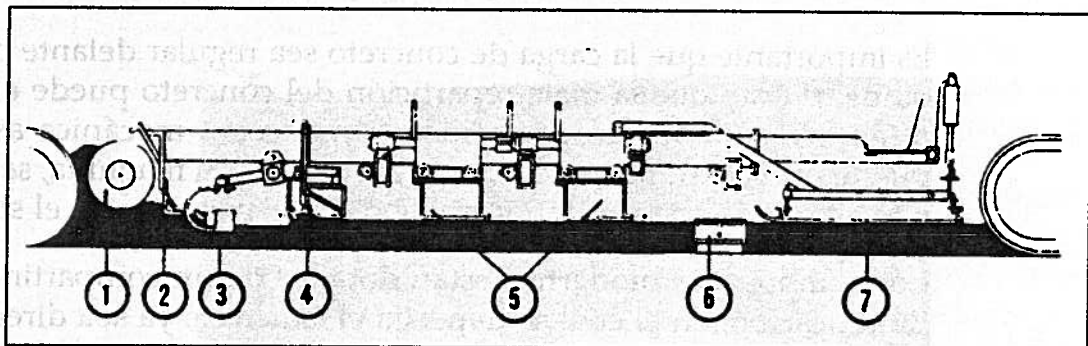
### Funciones principales de los equipos

Es conveniente conocer las funciones de las máquinas y los órganos que las componen.

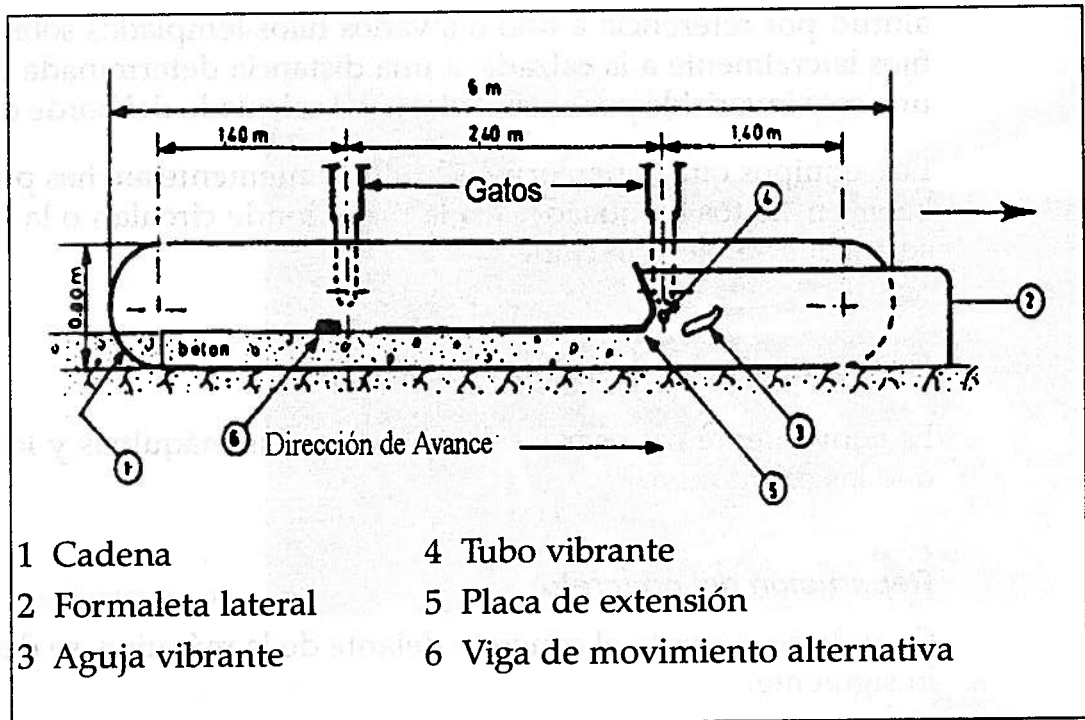
#### *Repartición del concreto*

Cuando se deposita el concreto delante de la máquina, se debe vigilar lo siguiente:

- Asegurar una repartición homogénea del concreto.
- Cargar lo más simétricamente posible el equipo.



1. Tornillo de repartición
2. Viga de regulación
3. Aguja vibrante
4. Placa vibrante
5. Regletas de movimiento alternativo
6. Formaletas de ángulo
7. Placa lisa



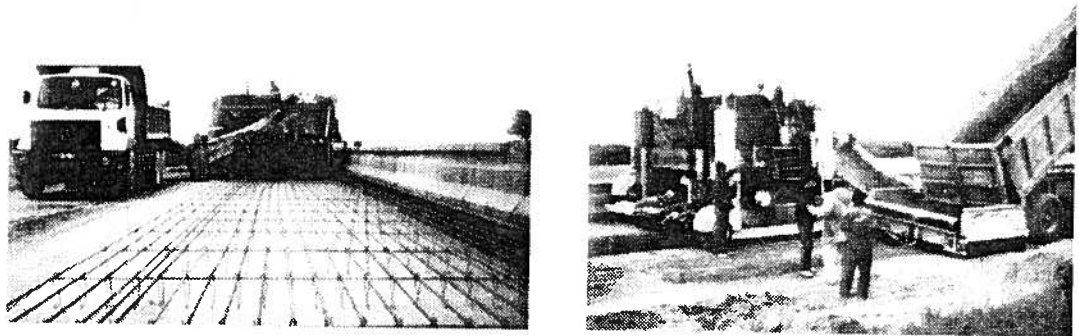
**Figura 4.8** Esquema de los elementos constitutivos de una máquina de extendido Guntter y Zimmerman.

Es importante que la carga de concreto sea regular delante de la máquina, puesto que la mala repartición del concreto puede afectar de múltiples maneras la regularidad. Una acción mecánica asimétrica puede provocar una marcha en "cangrejo" de la máquina, seguida de una acción de compresión variable sobre el concreto en el sitio.

Los equipos más modernos están dotados de un compartimiento de fluidificación, en el cual se deposita el concreto, ya sea directamente por un alimentador lateral situado sobre el flanco de la máquina, o por un tapiz que retoma el concreto depositado en las tolvas situadas delante de la máquina de extendido. Este conjunto de alimentación debe autopropulsarse, con el fin de no crear una sobrecarga sobre la máquina de formaleta deslizante (figura 4.9).

La descarga del concreto se hace a medida que el vehículo avanza lentamente, formando un cordón. Se debe verificar que las volquetas se vacíen por completo y provocar, con ayuda de una herramienta adecuada, el deslizamiento del concreto que permanezca adherido a las paredes.

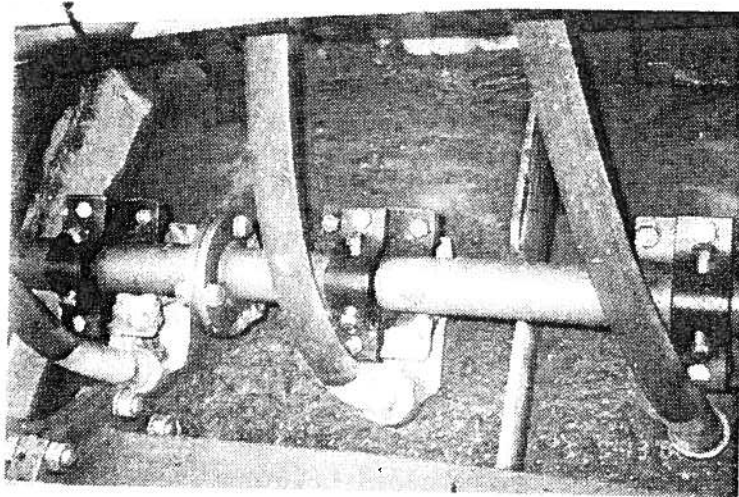
La disposición del concreto fresco debe hacerse a manera de cordones y no en pequeños montones dispersos sobre la fundación.



**Figura 4.9** Alimentador lateral para facilitar la circulación.

### ***Densificación por vibración interna***

La vibración fluidifica el concreto y le confiere una compacidad máxima, naturalmente tomando el volumen que lo contiene. La pervibración se realiza con la ayuda de agujas que tienen una masa excéntrica que se hace rotar por un motor eléctrico o hidráulico. Estas agujas se ubican en la parte delantera de la máquina de tal manera que, cuando se trabaja en forma normal, estén embebidas en el concreto. Éstas se disponen sobre una línea transversal, sobre el tercio superior de la placa (figura 4.10).



**Figura 4.10** Batería de agujas vibrantes.

En el caso de una placa gruesa, el plano de vibración se sitúa ligeramente encima del plano medio, su espaciamiento debe ser inferior a 50 centímetros, en tanto que su número es de 15 a 20 agujas para un ancho de ocho metros y un espesor de 20 a 30 centímetros. Para espesores de 40 centímetros el número se dobla, pues existe la posibilidad de colocarlas en dos niveles diferentes.

La posición de las agujas vibrantes cerca de los bordes es fundamental. Para la calidad final del borde se recomienda que la última aguja se sitúe a quince centímetros de éste.

Si la frecuencia de las agujas es variable, se puede sincronizar la potencia de vibración para tener en cuenta la consistencia del concreto y la velocidad de avance del equipo. En algunas máquinas existe un regulador de la frecuencia de vibración con la velocidad.

En el caso de un concreto seco, la potencia de vibración aumenta y ésta disminuye en el caso de un concreto plástico, para una velocidad constante de la máquina. La potencia de vibración no debe ser exagerada, con el objeto de evitar la segregación del concreto. La vibración debe interrumpirse cada vez que el equipo pare.

La tendencia es a utilizar un concreto relativamente cerrado, lo cual conduce a un incremento de la potencia de vibración, para un aumento también del número de agujas vibrantes. Esta orientación permite obtener mejores resistencias mecánicas.

Cuando una aguja vibrante se daña, forma una banda de concreto de baja densidad; esta banda no es deseable, pero no se alcanza a detectar en la superficie y quedará una zona de fácil desgaste bajo el tráfico, por lo que deberá cambiarse la aguja inmediatamente (la aguja en buen estado provoca una salida de aire en superficie). Algunos equipos disponen de testigos luminosos de marcha de las agujas vibrantes.

### ***Moldeo de la placa: superficie***

El concreto se coloca de acuerdo con dos principios diferentes:

- Por extrusión.
- Por nivelamiento.

El objetivo es llenar un molde que tiene una formaleta inferior, que es el soporte, y dos formaletas metálicas que se apoyan sobre él. Para asegurar el corte del excedente del concreto, en el procedimiento de extrusión, se utiliza una placa superior, y para el de nivelamiento se emplean una viga vibrante y un sistema de dos alisadores alternativos.

Para moldear la forma definitiva, no se trata de hablar propiamente de extrusión puesto que el concreto no fluye con una fuerte presión. Al desplazarse, la máquina va ejecutando el moldeo obtenido por el empuje hidrostático ejercido por el concreto fluido al nivel de las agujas vibrantes, las cuales facilitan el paso del concreto bajo la placa de moldeo. Naturalmente, para tener las condiciones de llenado

del molde lo más uniformemente posible, éste debe estar cerrado en la parte delantera de la máquina por una cantidad suficiente y regular de concreto suelto.

### ***Moldeo de los flancos de la placa***

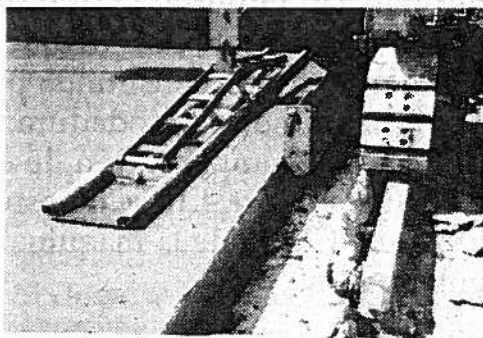
Los flancos de la placa deben ser perpendiculares a la superficie, con aristas a 90°. Una ligera variación de este flanco permite reducir, en el caso de las placas gruesas, los escurrimientos de los bordes.

En los dos procedimientos de moldeos, esta disposición se obtiene por inclinación de las formaletas laterales del equipo. Esta inclinación será función de la consistencia del concreto.

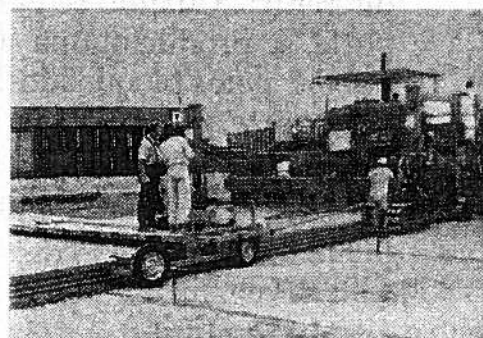
Cuando el ancho de la vía de circulación (pistas de aeropuertos) necesita la ejecución de tandas de concreto continuas, o si se prevén sobrecargas futuros, no se pueden hacer planos inclinados, ya que éstos provocarían una acumulación de agua en tiempo lluvioso. La solución estará en el equipo (posición de las agujas vibrantes) y en la composición del material.

La calidad de los flancos depende igualmente, en gran parte, de la homogeneidad del concreto que las constituye, de donde se concluye la importancia de su fabricación. En el caso de los flancos, deben tener un perfil especial (ranura, sinusoide, etc.) para permitir la liga con una banda adyacente, colocar una canalización, un drenaje, etcétera.

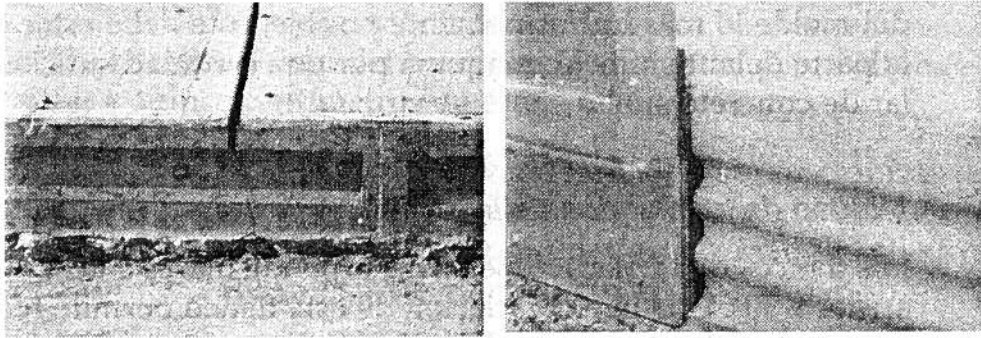
Cuando se realizan las ranuras y las lengüetas, cuyo objetivo es asegurar las transferencias de carga entre las bandas adyacentes, es preferible realizar primero la lengüeta (figura 4.11) si la ranura se hace sobre la primera banda. Se pueden evitar los desbordamientos del borde colocando una formaleta ligera, o moldeando al mismo tiempo que se deje una lámina con esa forma. Se ha comprobado que esta técnica puede llevar a una ruptura en el caso de sobrecarga.



a) Borde simple.



b) Lengüeta.



c) Ranura.

d) Bordes ondulados, pistas de aeropuertos.

**Figura 4.11** Transferencia a bandas adyacentes.

A partir de los años noventa se vienen realizando, a escala mundial, placas de 40 centímetros de espesor para las pistas de los aeropuertos, cuyos flancos longitudinales se moldean en sinusoide y con pasadores que aseguran la transferencia de carga.

La longitud de la formaleta lateral es importante: muy corta puede llevar al riesgo de deformación de los bordes de la placa y muy grande puede desorganizar los bordes en las curvas. Una longitud de tres a cuatro metros a partir de las agujas vibrantes y una prolongación de dos metros hacia adelante parecen suficientes.

### **Función de transferencia y guiado de los equipos de extendido**

Todos estos dispositivos se desplazan con la ayuda de orugas movidas por motores eléctricos o hidráulicos, las cuales están ligadas al chasis por uno o dos gatos hidráulicos. La velocidad de avance puede variar de una manera continua de 50 centímetros a tres metros por minuto.

Teniendo en cuenta la configuración geométrica de cada máquina, las reacciones al paso de una irregularidad de la capa de fundación serán diferentes. Cuando se guía por hilo, sin importar la situación del soporte, se producirá una superficie plana; en el caso de que el equipo trabaje gatos bloqueados, la referencia estará constituida por el suelo de soporte, más precisamente por las bandas de rodadura. El control de la estabilidad de los gatos (eventual compensación de escapes de aceite) se realiza por palpadores. En la figura 4.12 se muestra el movimiento del conjunto de la autograda CMI y de la máquina Guntert y Zimmerman al paso de irregularidades.

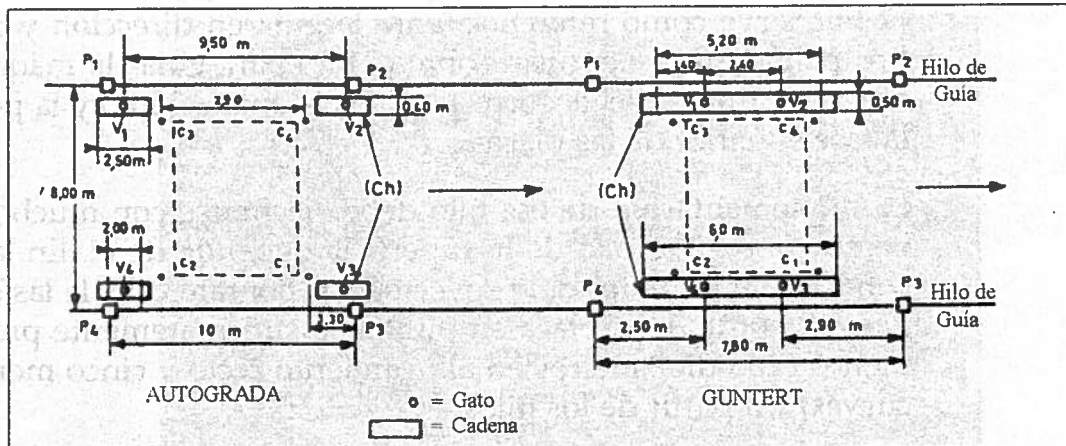


Figura 4.12 Movimiento conjunto de la autograda CMI y de la máquina de Guntert y Zimmerman.

Es así como:

- Las dos máquinas prolongan la longitud de onda de los defectos, lo cual beneficia la regularidad.
- Para la irregularidad de profundidad  $h$ , cuando la longitud de onda es inferior a diez metros en promedio, la amplitud del movimiento del equipo es inferior o igual a  $h/2$ .

De todas maneras, el resultado de la uniformidad de la placa no será adecuado si el suelo soporte presenta irregularidades en los caminos donde circulan las orugas.

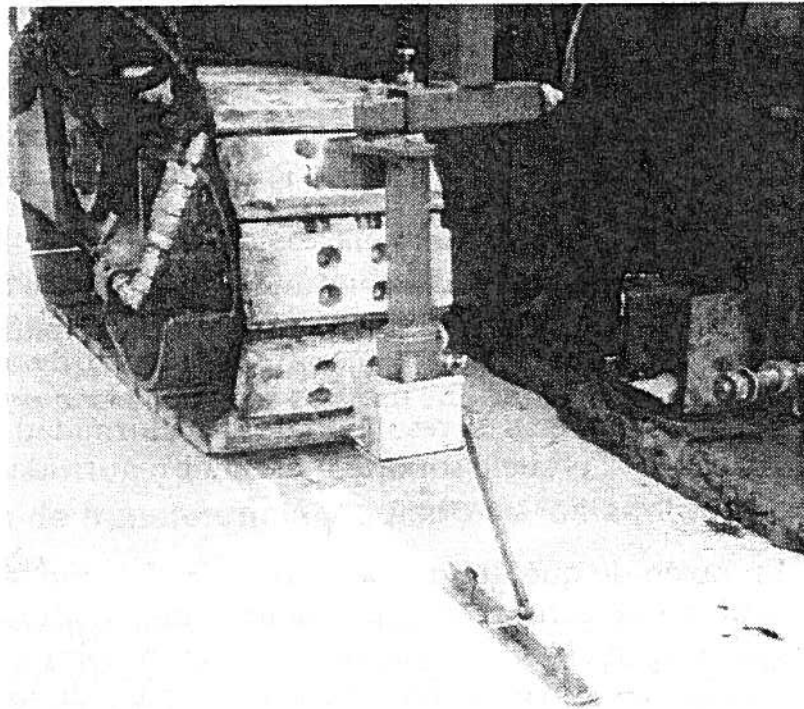
En razón de que durante la colocación del concreto se requiere una supervisión constante de los caminos de rodadura, se debe asegurar que ningún objeto o material se encuentre sobre estas bandas. Cuando algunas zonas se deformen con el paso de los camiones, deben nivelarse. Se pueden montar escobas delante de las orugas para asegurar la limpieza de los caminos de rodadura delante de la máquina, sobre todo si se trabaja con gatos bloqueados (figura 4.13).

Una banda de revestimiento adyacente se puede escoger también como referencia de guía, como en el caso de los ensanchamientos de calzadas o de la realización de calzadas por diferentes pasadas (aeropuertos) (figura 4.14).

Como guía se extiende un dispositivo que permite, independientemente del estado de los caminos de rodadura de las orugas, realizar la calzada según el perfil teórico con el mejor nivelamiento posible. El dispositivo más utilizado es la referencia materializada por uno o dos hilos tendidos de modo paralelo a la futura calzada. Este hilo está soportado por piquetes metálicos implantados en el suelo, por fuera del ancho de la calzada (figura 4.15).

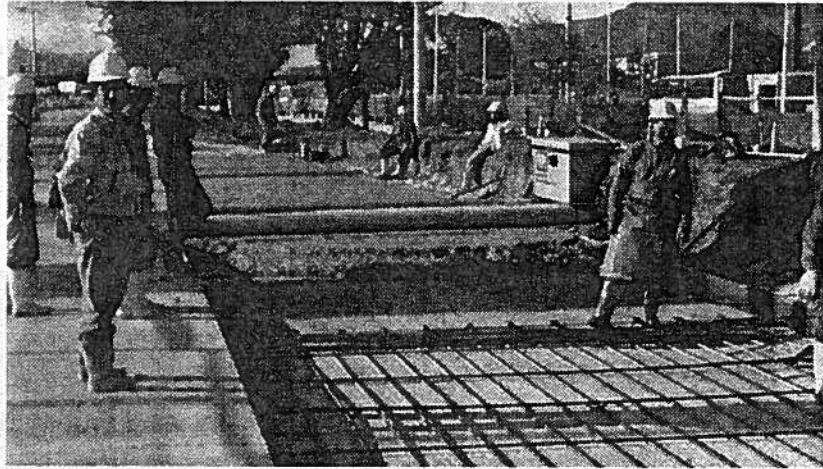
El hilo sirve como referencia para la guía en dirección y en altitud. Los palpadores se apoyan sobre el hilo para guiar la máquina, pues aseguran una perfecta correspondencia entre el hilo y la posición de la fase superior de las placas.

La implementación de ese hilo debe ejecutarse con mucho cuidado, ya que la regularidad de la superficie depende de él. En la práctica, con base en los datos del proyecto, el topógrafo calcula las coordenadas del borde de la placa en puntos lo suficientemente próximos (al menos cada diez metros en alineamiento recto y cinco metros en las curvas) y a partir de los hilos.

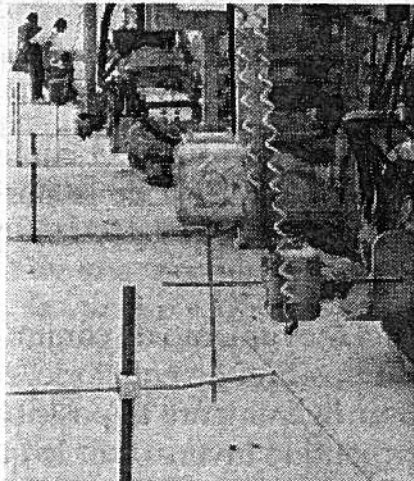


**Figura 4.13** Barrido y nivelamiento delante de la oruga.

Los piquetes destinados a soportar los hilos deben estar sólidamente fijos al suelo y alineados. El espacio máximo entre piquetes es de diez metros, distancia que se ha fijado con miras a disminuir al máximo la flecha del hilo entre dos soportes. En las partes en curva (perfil en plano o en longitud), la separación se reduce hasta cinco metros para las máquinas tradicionales y a un metro para las máquinas pequeñas. Esto permite obtener líneas cortadas que se aproximan lo máximo posible a la curva del proyecto.



**Figura 4.14** Nivelamiento con referencia a la banda adyacente.

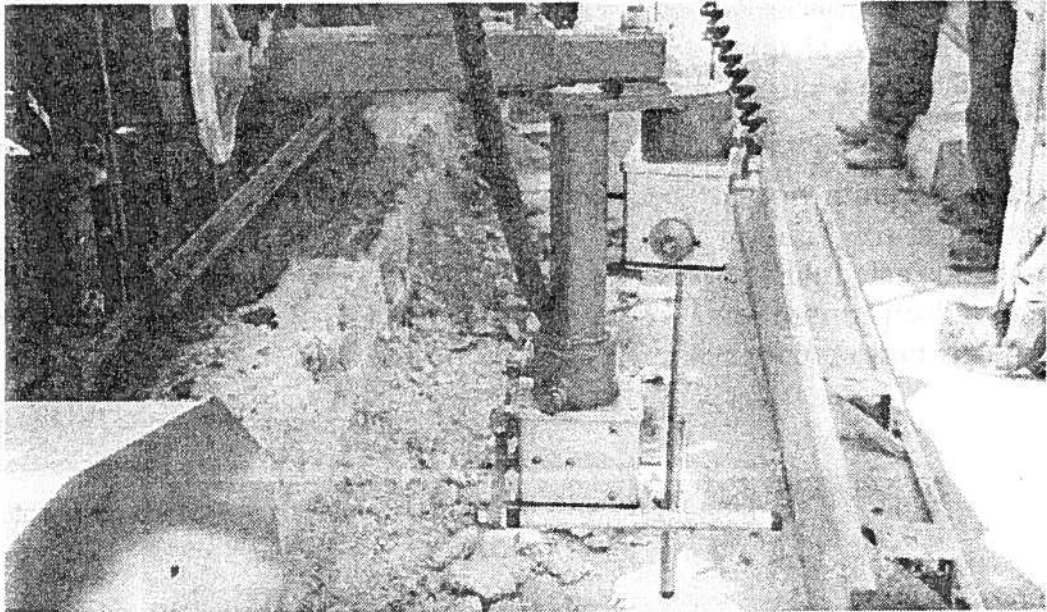


**Figura 4.15** Hilo de guía sobre piquetes.

Cuando se maniobra la máquina para cambiar bruscamente de dirección (piquetes muy espaciados), el extremo de atrás de la formaleta lateral interior del giro deforma la placa de concreto.

El hilo en el sitio debe templarse fuertemente y anclarse bien en sus extremidades, previendo zonas libres para la entrada de los camiones que transportan el concreto.

Los palpadores están constituidos por un tenedor que recorre el hilo y que interviene sobre un campo magnético, o por un dedo con un contrapeso de llamado que permite asegurar un contacto permanente con el hilo, que interviene sobre los contactos eléctricos (figura 4.16).



**Figura 4.16** Sistema de guía de las máquinas de formaleta deslizante.

En ambos casos, se transmite el comando a la electroválvula de los gatos. Cuando uno se aleja de la posición de equilibrio se crea una señal inversa, por lo que el gato actúa para compensar el movimiento que se ha originado.

Después, por el movimiento de conjunto de la máquina, el palpador se devuelve a su posición de equilibrio. A causa de ese retorno, existe el riesgo de pasar ligeramente la posición deseada y de volver a enviar una orden en sentido inverso, por lo que se deja un espacio libre sobre el cual no se puede crear ninguna señal. Esto es lo que se llama el juego del palpador.

La señal eléctrica transmitida es del tipo "todo o nada", es decir, que aparece intempestivamente y se mantiene constante mientras se ejecute la orden. Los gatos son de doble efecto, ya que poseen dos tornillos con punta: uno para la admisión de aceite y otro para su evacuación. Las presiones de aceite, del orden de 10 a 12 MPa, son ajustables y pueden transmitir velocidades de desplazamiento vertical variables, hasta de varios centímetros por segundo.

El juego del palpador y el comando en todo o nada son probablemente el origen de los defectos de cortas longitudes de onda dejados en las calzadas de concreto, por lo que los palpadores sin juego se concibieron con una respuesta que tiene en cuenta la diferencia de posición real de la máquina y la posición teórica definida por el hilo de guía. Se debe emplear un sistema de comando por servoválvula.

El montaje de tres palpadores sin juego también se ha intentado: uno adelante y los otros dos a la derecha del límite de la placa de moldeo.

Estos tres palpadores comandan los tres gatos correspondientes. El cuarto gato es comandado automáticamente por control de la presión de aceite (se mantiene constante).

La relación de la velocidad de avance de la máquina y la velocidad de desplazamiento de los gatos tiene una gran influencia sobre la regularidad. La velocidad de desplazamiento de los gatos se fijará en función del juego, mientras que la velocidad de avance se adaptará a la calidad de la capa de fundación.

### **PRUEBA DE CONVENIENCIA DEL EXTENDIDO**

Con excepción de las pequeñas máquinas de formaleta deslizante utilizadas en obras para calzadas (no pasan de cinco metros de ancho), éstas pueden transportarse al sitio sobre un remolque. Las máquinas más grandes deben desmontarse para su desplazamiento. Se requiere controlar un cierto número de elementos antes del remontaje, así como hacer una verificación completa del funcionamiento del equipo.

Por otra parte, como para las centrales de fabricación del concreto existe una lista de aptitud para las máquinas de formaleta deslizante, esta lista se acompaña de una recomendación para verificar el montaje y los controles que se van a ejecutar antes de la puesta en marcha de esos equipos.

La máquina de extendido sólo debe comenzar a trabajar cuando esté en perfecto estado de funcionamiento y se hayan ejecutado todos los controles, los cuales son:

- Alineamiento y rectitud de los elementos constitutivos (placas de extrusión, regletas, vigas vibrantes, alisadoras, etc.).
- Posicionamiento de las agujas vibrantes.
- Funcionamiento de captores y automatismo (si la máquina tiene telecomando).

Cuando la máquina está lista para funcionar y la central de concreto está regulada, se debe ejecutar la prueba de conveniencia del extendido del concreto.

La composición del concreto definido en el estudio de fabricación debe garantizar la satisfacción en obra, a partir de un concreto definido que presente una gran regularidad desde el punto de vista de la manejabilidad, del porcentaje de aire incluido y de la homogeneidad de la mezcla. Se debe hacer una plancha de ensayo de longitud reducida, con el propósito de verificar que las máquinas funcionen perfectamente y de determinar ajustes finales en su composición.

Estos ensayos permiten, esencialmente:

- Efectuar los últimos ajustes de la máquina para asegurar una correcta realización de la placa, verticalidad de los flancos, espesor, estado de superficie, etc. En particular, la calibración del equipo de vibración.
- Poner a punto las operaciones de terminado de la superficie, estirado y extendido del producto de curado y los métodos de confección de las juntas. Esta banda de ensayo debe efectuarse en principio sobre un área distinta de la calzada. En el caso de que resultase imposible (trabajos de refuerzo, autopistas, etc.), se podrá hacer directamente sobre la calzada, pero sobre una longitud limitada (cien metros para un grupo entrenado, equipo en perfecto estado y unos 200 metros en otros casos).

La parte de la plancha de ensayo que se juzgue satisfactoria sirve de plancha de referencia; ésta debe permitir, en la medida de lo posible, hacer perforaciones para ensayos y comparaciones con las resistencias y densidades.

Para los equipos de fabricación y de colocación del concreto una vez montados y en buen estado de marcha, se verificará que:

- Su calibración se haya efectuado convenientemente.
- Los grupos de fabricación, de transporte y de colocación del concreto estén bien coordinados y que un sistema de radiocomunicaciones funcione correctamente entre la máquina de formaleta deslizante y la central.
- El personal encargado del funcionamiento, mantenimiento, calibración y conducción de los equipos esté perfectamente instruido para poder asegurar el buen comportamiento de la obra.

## TRABAJOS PREVIOS

La elaboración de la capa de rodadura en concreto es sólo una de las etapas finales de la construcción de la estructura de la calzada, ya que su correcta realización está condicionada por la capa subrasante. Actualmente, lo común es que esa capa sea de tres tipos:

- Grava tratada con ligantes hidráulicos.
- Concreto pobre, para tránsitos intensos.
- Capa delgada en materiales hidrocarbonados (caso de refuerzos y de concreto armado continuo en otras condiciones muy particulares de capa de forma).

En uno y otro casos, la importancia de la buena terminación de la capa de soporte condiciona la regularidad de la superficie de la calzada terminada.

### **Realización de la fundación del concreto pobre**

- El espesor de la capa de concreto pobre, que varía entre doce y quince centímetros, se coloca directamente sobre la capa de la subrasante.
- El ancho de la fundación puede ser:
  - Mayor que la capa de rodadura (1 m) y también puede permitir el paso del equipo para instalar el concreto pobre.
  - Tener un sobrecancho de cinco a quince centímetros solamente a cada lado de la capa de rodadura.

Si la capa de la subrasante está mal nivelada, se deberá guiar el equipo por hilo. Esta precaución permite garantizar el espesor mínimo exigido para la fundación y obtener una mejor regularidad superficial en las longitudes de ondas media y grande. El aumento de la dosificación en agua en comparación con la de la grava cemento amplía el efecto de la retracción hidráulica y hace que la fisuración sea más importante.

La variación de la longitud de las fisuras varía entre 5 y 50 metros en función de las condiciones meteorológicas en el momento de la colocación en obra y en el cuidado que se le dé al curado. El fenómeno de remontada de las fisuras de concreto de la fundación, al de rotura que lo recubre, se evita tomando las siguientes precauciones:

- Realizar una superficie de concreto perfectamente plana y lisa.
- Asegurar una buena calidad del curado, para disminuir la adherencia de la capa superior.
- Regar la capa de forma antes de la colocación del concreto, para que el agua de éste no la absorba el suelo.
- Vigilar particularmente que el tráfico de obra no destruya la planeidad de la capa de forma, con el fin de evitar las diferencias de espesor de la capa de fundación.

El concreto pobre pervibrado, además de que no es necesario revertirlo para permitir la circulación de la obra, presenta las siguientes ventajas:

- Muy baja erosión de la superficie.
- Mayor rango de granulares comparados con las gravas cementos.

- Mejor garantía de espesores y terminación superficial.
- Mejor adaptabilidad al molde.
- Mayor economía, pues gracias a la utilización de los mismos equipos de fabricación y colocación en obra para el concreto de rodadura, no necesita compactación adicional.

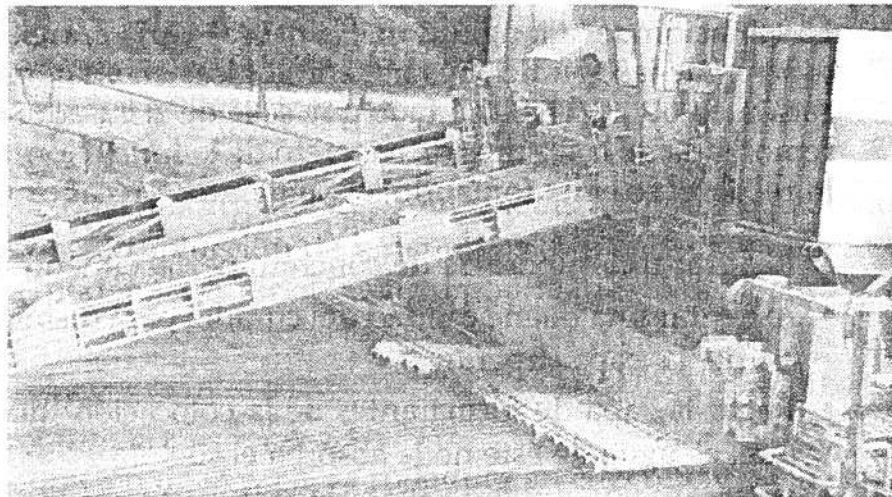
### **Colocación de armaduras para concreto armado continuo**

Cuando se realiza una obra en concreto armado continuo, hay que resolver dos problemas:

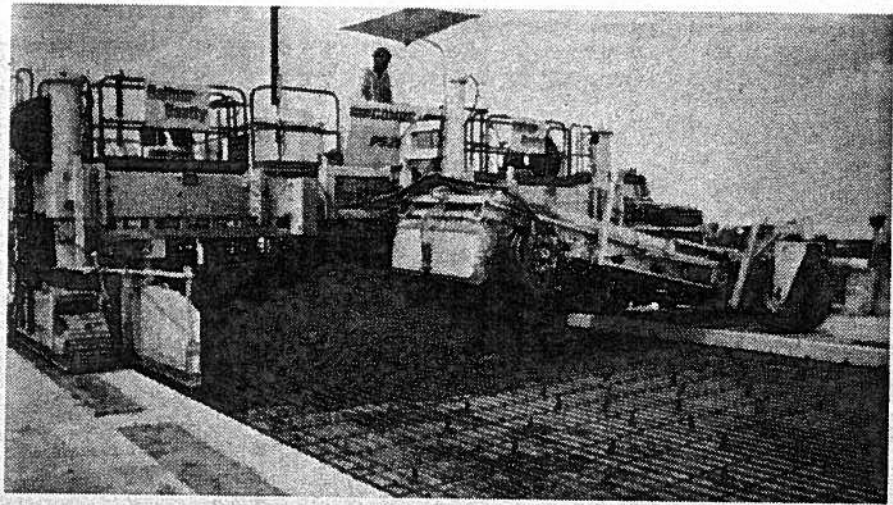
- La liga de las barras, para que sea verdaderamente continuo.
- El posicionamiento del acero en el concreto.

#### ***Unión de barras***

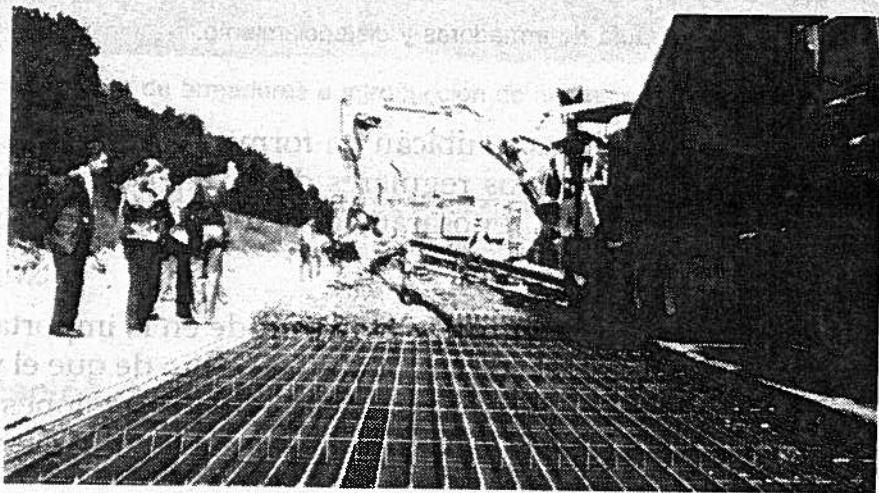
Las barras se ligan entre ellas por una armadura con un recubrimiento de 50 veces el diámetro de la barra (figura 4.17), o por manchones (figura 4.18) o soldadura (figura 4.19).



**Figura 4.17** Armaduras longitudinales.



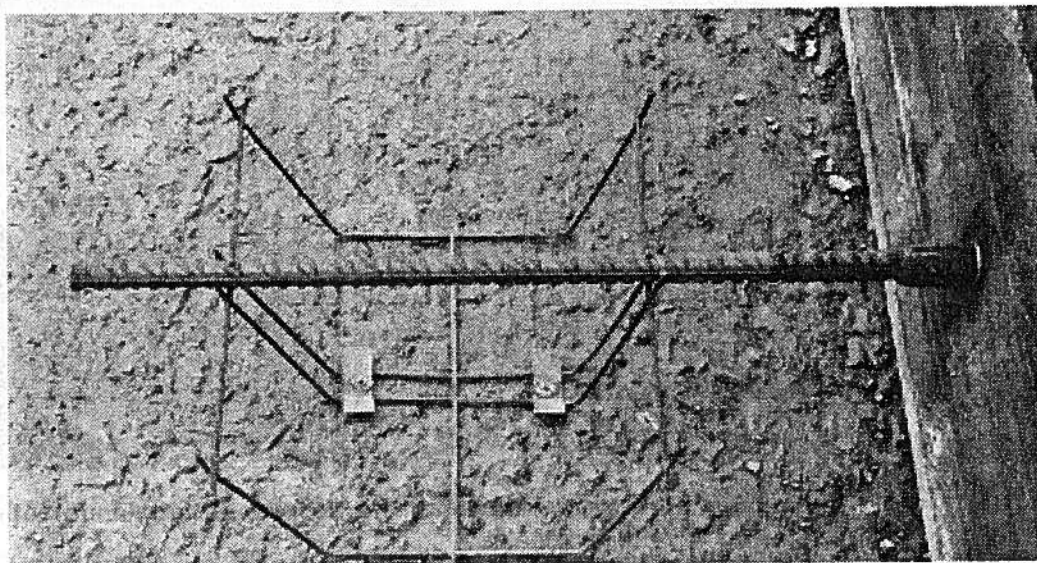
**Figura 4.18** Máquina de formaleta deslizante trabajando sobre armaduras longitudinales



**Figura 4.19** Soldadura.

### **Posicionamiento de los aceros**

- Las barras se colocan sobre soportes prefabricados, según la altura y la distancia a la que se deseen éstas.
- Las barras se ponen a mano y se van ligando a medida que se avanza por uno de los métodos descritos en el ítem anterior.
- Las barras se llevan luego para ensamblarlas con las otras (figura 4.20).



**Figura 4.20** Guía de armaduras y distanciamiento.

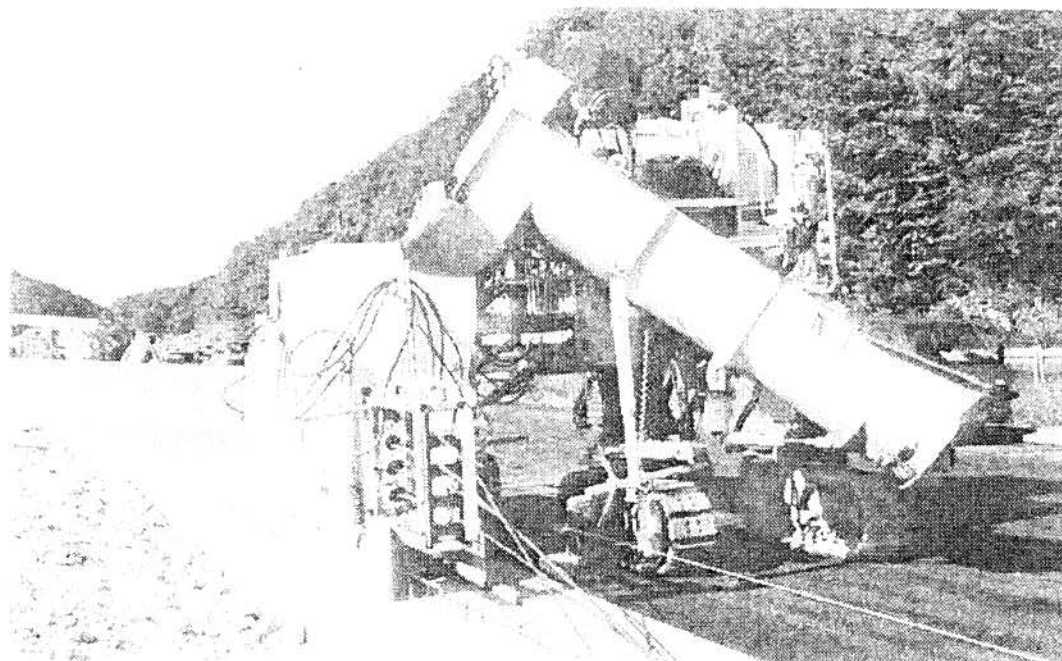
Los distanciadores se ubican en forma manual a la salida de ese dispositivo, a intervalos regulares de un metro, y cuando la máquina avanza, las barras reposarán sobre los soportes; éstas se pueden armar manualmente.

El inconveniente de este método reside en la importancia de la mano de obra que coloca los aceros y en el hecho de que el posicionamiento de las barras prohíba la circulación de los camiones de aprovisionamiento del concreto delante del equipo de formaleta deslizante.

El concreto se debe aprovisionar lateralmente, a partir de la segunda calzada; por ejemplo, en el caso de la construcción de una vía de  $2 \times 2$ , con todos los inconvenientes que esto puede ocasionar, en particular los problemas de las pilas de los puentes.

### **Colocación de los aceros**

En este caso, el sistema de guía está integrado con la máquina de formaleta deslizante. Los aceros se reagrupan en dos o tres paquetes, según el ancho de la vía, luego se reparten sobre el ancho por trompetas de tubería metálica hasta el banco de fluidificación del concreto, las cuales se dejan en su posición definitiva (figura 4.21).



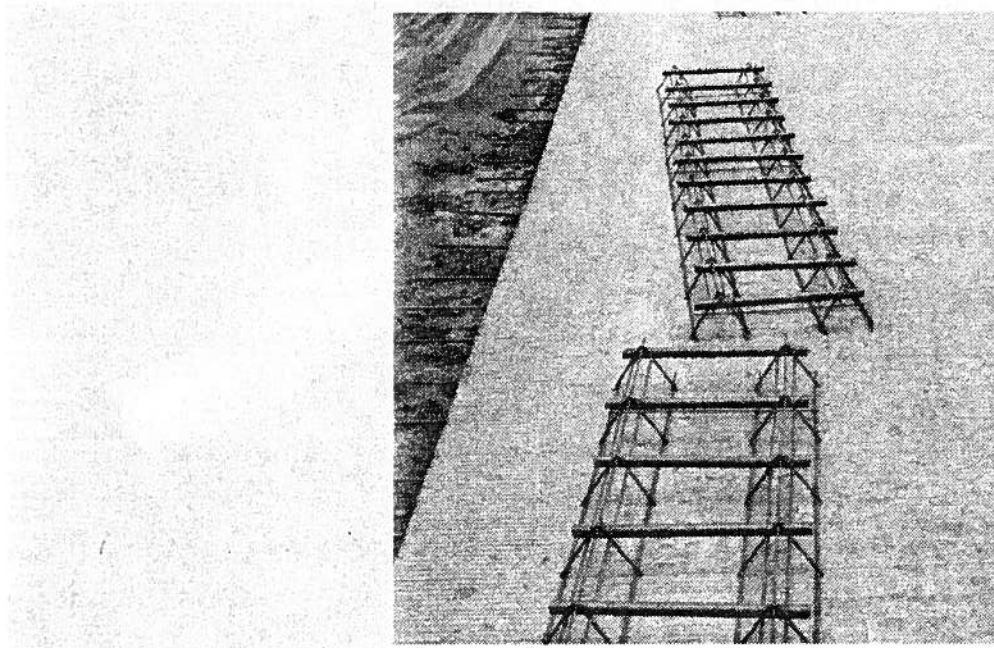
**Figura 4.21** Guía de armaduras e introducción de aceros en las trompetas.

La costura de la junta central se asegura por los distanciadores como en el caso precedente, es decir, colocando los soportes a medida que se avanza.

### **Colocación de pasadores**

Hay dos métodos de colocación posibles:

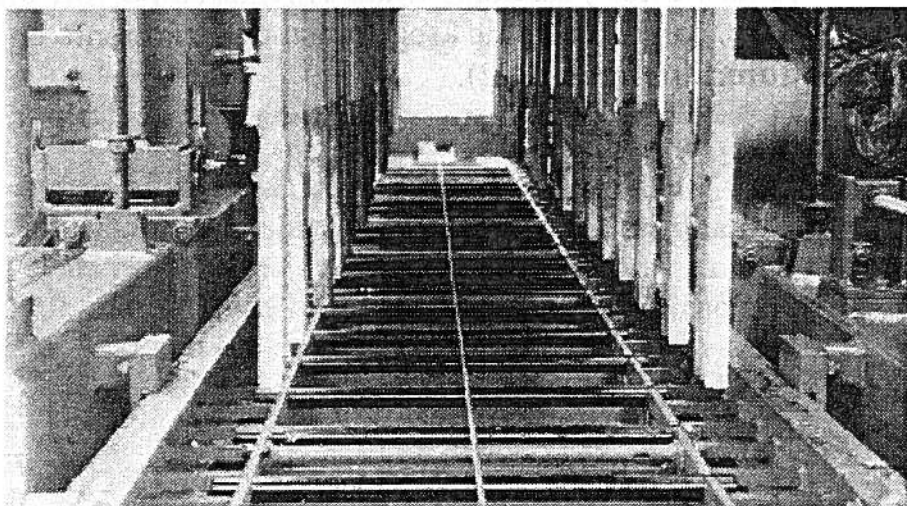
- Armaduras de soporte para pasadores que se colocan y se fijan sobre la fundación en concreto pobre, en la posición de las futuras juntas; estos pasadores están revestidos por un producto bituminoso, con el objeto de asegurar su deslizamiento en el concreto endurecido (figura 4.22).



**Figura 4.22** Prefabricados.

En efecto, dichos pasadores sólo tienen la función de transferencia de carga pero no de armadura, no deben ser adherentes con el concreto y por tanto deben deslizarse libremente para permitir los movimientos de las placas bajo los efectos térmicos.

- El otro método, usado ampliamente en Alemania, consiste en meter los pasadores dentro del concreto fresco, una vez que la placa esté fundida. Se utiliza cuando se coloca una segunda capa para la rodadura (concreto bicapa) o cuando se pueda terminar manualmente la junta luego del corte. En efecto, esto destruye la regularidad de la superficie (figura 4.23).



**Figura 4.23** Máquina de colocación de prefabricados.

En el caso de reconstrucción de placas, los pasadores pueden colocarse por perforación y luego resellarse con resina.

## JUNTAS

### Papel y momento de ejecución

La retracción del concreto, que se provoca por la fricción entre la losa y la base, ocasiona una fisuración, que se debe regular a través de un control o una colocación de juntas uniformemente.

Se busca que las fisuras no se propaguen de manera anárquica y que se puedan localizar y alinear, para asegurar así su impermeabilidad.

En general, este inicio de fisuración debe tener una profundidad mínima igual a una quinta parte del espesor de la placa. Tal profundidad puede aumentarse en caso de riesgo de fisuración temprana a causa de la utilización de granulares silíceos, de la temperatura externa elevada o de un bajo grado higrométrico. Ésta no debe superar una cuarta parte del espesor de la placa, con el fin de evitar una disminución muy importante de la transferencia de carga a través de los granulares.

Es necesario distinguir:

- **Juntas longitudinales.** Separan dos bandas adyacentes de concreto, o cuando se trata de juntas longitudinales de retroflexión se hacen sobre calzadas para limitar las vías de circulación y elaborar placas estrechas que puedan absorber, sin fisuración, cuando se solicitan para la carga rodante.
- **Juntas transversales de retroflexión.** Realizadas con un espaciamiento de cinco metros.

Es indispensable escoger el momento del corte, pues éste no puede comenzarse sino hasta que el concreto de la placa esté lo suficientemente duro para evitar que las máquinas de corte no dejen trazos, así como también para evitar arrancamientos en el borde de las placas con los discos de la sierra.

Para determinar el momento en que debe iniciarse el corte, hay que vigilar las variaciones de las características del cemento utilizado, la evolución de las condiciones meteorológicas y el rendimiento de apertura de las juntas ya realizadas. Esta es la razón por la cual conviene disponer en obra de un registrador de temperatura y un higrómetro. Se recomienda tener conocimiento de las posibles condiciones meteorológicas del día siguiente (temperaturas mínima y máxima, vien-

to), con el fin de saber de qué tiempo se dispone para efectuar los cortes.

Se recuerda que el riesgo de fisuración es muy grave para autorizar la no disponibilidad de los equipos de corte, con lo que resulta ideal la previsión de tener equipos suplementarios.

### **Equipos y técnicas de corte**

Las máquinas utilizadas para la ejecución del corte son de dos tipos:

- Las monosierras, muy manipulables pero poco rápidas (figura 4.24), pueden cortar unas 60 juntas al día. Su empleo para las juntas transversales necesita hacerse en dos etapas, primero realizando un corte fino hasta una profundidad de una sexta parte del espesor de la losa y luego un corte grueso aproximadamente a la mitad de esta profundidad para alojar el cordón de respaldo y el producto epóxico de sello de la junta. En obra deben existir al menos dos equipos para emergencias, es decir, en caso de falla de una máquina de multicortes (al menos tres máquinas).
- Las multicortes, que se utilizan en anchos que van desde 7,5 hasta 15 metros (figura 4.25), pero que no pueden cortar las juntas longitudinales. Las multicortes economizan en tiempo y personal de manera considerable, pero tienen problemas de alineación de los discos. Estas máquinas pueden cortar 200 juntas por día, pero sería aconsejable que se trabajaran al menos dos equipos a la vez.

La calidad de los discos utilizados (dureza del ligante, densidad del diamante) debe adaptarse a la dureza de los granulares y al momento del corte. La tendencia actual es a aumentar el ancho de la junta hasta 8 mm, para una profundidad de 30 mm, con el fin de crear una reserva de ancho suficiente para el producto de estanqueidad. La junta puede cortarse en dos pases diferentes: el primero para crear el inicio de la fisura con discos muy delgados —de 3,2 a 2,4 mm— y el segundo se ejecuta en el momento de llenado de las juntas.

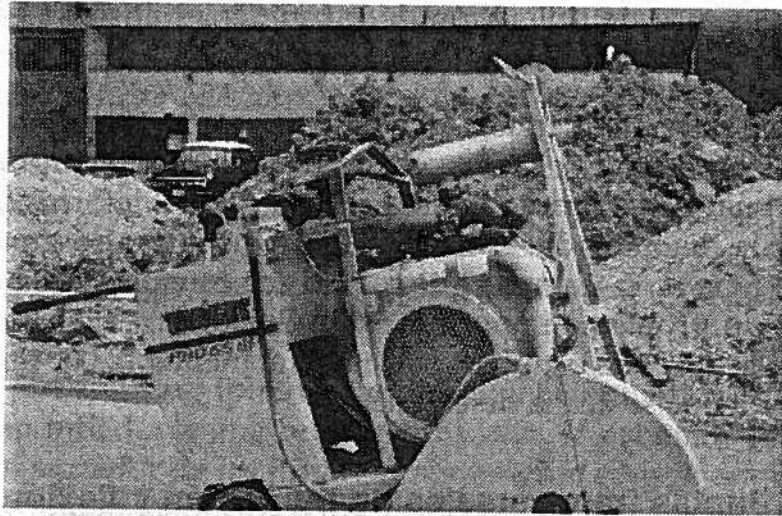


Figura 4.24 Máquina de corte.

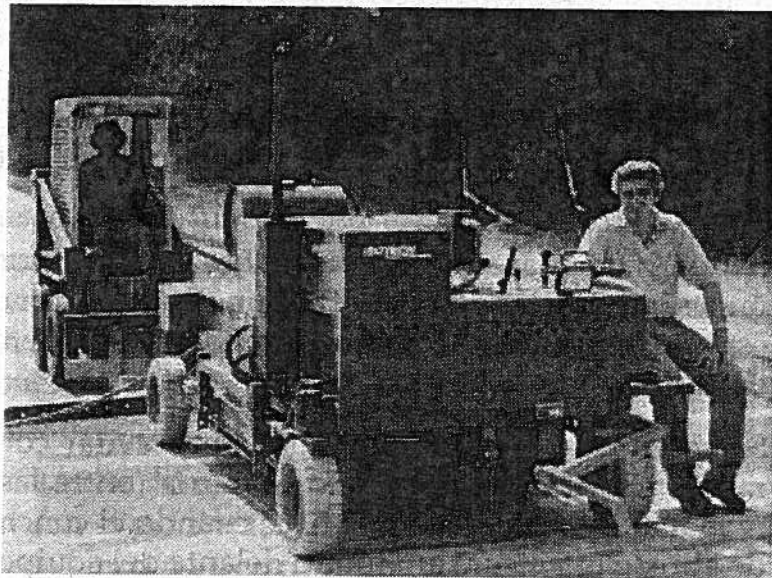


Figura 4.25 Máquina multicorte.

Es importante regular la velocidad de corte (velocidad lineal periférica de los discos diamantados) en función de la naturaleza de los granos. Esta velocidad varía de 20 m/s en el caso de los granulares que contengan sílice, a 45 m/s en el caso de los calcáreos. Así, las velocidades medias de corte, en metros lineales por minuto para la ejecución de una junta de 5 cm de profundidad y de 4 mm de ancho, ejecutada con una motosierra, es del orden de:

- 1 m/min, para el sílice.
- 1,5 m/min, para el granito y el asfalto.
- 1,75 m/min, para la porfirita.
- 2,5 m/min, para la caliza.

En caso de utilización de máquinas multisierras, las velocidades dependerán del número de discos.

El disco diamantado debe regarse frecuentemente con agua bajo presión durante el corte. Si este rociado se interrumpe por más de tres a cuatro segundos, el disco se calienta, se deforma y se funde la pantalla diamantada. Es conveniente disponer de grandes cantidades de agua en la obra, ya que cada disco consume 600 a 800 litros por hora. Un problema importante de solucionar es la circulación del sistema de aprovisionamiento de agua (al menos 12.000 litros) fuera de la banda que se acaba de extender.

### **Juntas transversales de retracción y flexión**

Para evitar el problema de la resonancia provocada por el choque de las ruedas sobre los labios de las juntas transversales, estos últimos se reparan normalmente según una secuencia tipo de 4-5-4, 5-6-5-5, 5-4, 5 m.

Las juntas están inclinadas  $1/6$  en relación con la perpendicularidad del eje de la vía, de tal manera que la rueda izquierda tome primero la junta que la derecha.

Después de unas seis horas de haber puesto el concreto, hay que cortar las juntas transversales. Para un concreto con material silicio, gran espesor, presencia de viento y gran variación de temperatura, puede extenderse hasta 72 horas.

Salvo en casos excepcionales, se debe evitar cortar las juntas en el momento en que el concreto se enfría (entre las cinco y diez de la mañana), pues si el corte se hace cuando el concreto se contrae, puede abrirse una fisura anárquica delante del equipo, ya que el concreto está en su máximo de tensión.

Si los medios de corte (personal y equipo) se encuentran en cantidad suficiente, las juntas transversales se cortan, unas seguidas de otras, en los lugares indicados por los topógrafos. Lo ideal es cortar las juntas a una velocidad cercana o superior a la de colocación del concreto, pero se debe desconfiar de las circunstancias del extendido que pueden modificar la velocidad de fraguado del concreto: disminución del contenido en agua, compensación de una falta de cenizas por adición del cemento, etc. De la misma manera, si la zona concretada presenta singularidades susceptibles de modificar la velocidad de reacción del concreto —zona de sombra, parte baja del valle, etc.—, se debe advertir al responsable del equipo de corte que podrá tener problemas de daño en los bordes o de fisuración.

Si los medios de corte son insuficientes o el concreto fragua rápidamente (seis a ocho horas), se realiza el corte de una junta cada tres

horas, o se recomienda al menos una cada 300 metros, para aliviar la tensión en el concreto, y una vez que se pueda, se harán las juntas intermedias, máximo 24 horas después del extendido.

Normalmente, los operarios se olvidan de la variación de las condiciones meteorológicas y de controlar ciertos parámetros del cemento. La supervisión de la evolución de la velocidad de apertura de las juntas en las horas siguientes a su ejecución permite hacer menos tensa la situación.

Sobre las pistas de aeropuertos o donde los neumáticos sufren mucho y están inflados a una presión muy alta, se achaflanar los labios de la parte superior de las juntas generalmente con un ángulo de 45° y 6 mm de ancho, para evitar los desprendimientos de la goma.

### **Juntas longitudinales de retroflexión**

Las juntas longitudinales de retroflexión se ejecutan sobre las placas de rodaduras en:

- Calzadas viales, de manera que estén en el límite de dos carriles de circulación; es así como para una calzada de autopista de ocho metros de ancho, compuesta por dos bandas de marcado de 0,25 metros y un sobreaño de 0,5 metros a la derecha, la junta longitudinal de retroflexión será de  $0,5 + 0,25 + 3,5 = 4,25$  metros del borde derecho de la calzada.
- Para las calzadas de aeropuertos, la junta longitudinal de retroflexión se ejecuta en el medio de la banda de concreto cuando el ancho de ésta excede cinco metros para un revestimiento de espesor inferior o igual a 30 centímetros, y 7,5 metros para un revestimiento de espesor superior o igual a 30 centímetros.

### **Juntas transversales de construcción**

Las juntas se realizan al final de la jornada, después de la parada del extendido diario. La extendida de concreto se debe parar de preferencia en una junta de retroflexión o de dilatación, y si no es posible realizarlo se hará una junta de construcción, la cual será perpendicular al eje. Si la máquina de formaleta deslizante se halla en estado de marcha, debe extender la totalidad del concreto provisionado delante de ella, y si no puede proceder a ese extendido, será necesario retirar con pala el concreto que no se ha colocado.

En principio, la junta de construcción debe ser de una distancia de al menos 1,5 metros de la junta de retroflexión más próxima.

Una vez limpiada la máquina, la banda de concreto aún fresca es retallada y formaleteada. Esta formaleta puede ser recta, compuesta por un dispositivo de ranura y lengüeta que debe tener orificios que permitan colocar los hierros de transferencia, de diámetros comprendidos entre 16 y 32 mm, de 60 cm de longitud y espaciados 75 cm. Estos aceros no contienen revestimiento antiadherente.

Un terminado manual detrás del molde (vibración, superficie, barrido o clavado, cura, etc.) es siempre indispensable, pero se debe supervisar para no provocar las irregularidades de superficie.

### **Juntas longitudinales de construcción**

Éstas corresponden a la liga entre dos bandas de extendido de concreto.

La junta se marca en la superficie, luego del extendido de las dos bandas adyacentes, por un inicio de corte con sierra en el lugar exacto de la unión de las dos bandas. Toda desviación llevará a la formación de una lengüeta de concreto antiguo o nuevo, sin estar ligado con su material propio y sin grado de cohesión con la otra.

Para la colocación de una banda nueva, la máquina funciona en gatos bloqueados.

Es indispensable que sus bordes estén a un nivel perpendicular y sean francos. En la utilización del mortero con resinas epóxicas para asegurar una pega satisfactoria sobre la superficie limpia, es indispensable abusardar. En ningún caso el concreto nuevo de la banda en construcción debe recubrir el concreto viejo.

### **Paradas de obra**

Pueden suceder en razón de un incidente inesperado, casi siempre debido a la central de mezcla, a la máquina de extendido o a alguna situación meteorológica que obliguen a parar la obra.

Según el incidente, hay que prevenir inmediatamente al conductor del equipo y al responsable de la central, indicando qué se puede hacer y el tiempo probable de parada.

En el caso de una parada de corta duración proveniente de la central, la máquina de formaleta deslizante se pondrá a trabajar a la velocidad mínima, continuando con el extendido del concreto provisionado y el de los camiones que esperan, hasta agotar el material existente. Cuando la máquina puede reanudar normalmente su trabajo se le señala a la central el número de camiones que esperan, con el fin de estimar el plazo en el que se pueden reanudar los trabajos.

Es difícil precisar qué se debe entender por una parada de corta duración, puesto que la definición depende de la composición del concreto y de su velocidad de fraguado (nervosidad del cemento, utilización o no de un retardador de fraguado, temperatura del material y de la atmósfera exterior, etc.). Ésta puede oscilar entre quince minutos y una hora. En tiempo cálido, una parada de más de 30 minutos no se podrá considerar de corta duración. De todas maneras, hay que recordar que durante la parada el concreto se empezará a fraguar y a desarrollar cierta rigidez, por lo que se deberá asegurar una continuidad entre el concreto viejo y el nuevo (junta).

Una parada de más de tres minutos llevará a una pérdida de presión del aceite de los gatos y, por tanto, ocasionará un defecto de la superficie de la placa. Este mismo defecto aparece al reanudar la operación de la máquina, hasta que alcanza su posición normal de marcha.

En el caso de aprovisionamiento insuficiente del concreto, es necesario disminuir el avance e incluso parar el equipo, antes que el volumen de concreto se vuelva insuficiente para asegurar el perfil.

Para las paradas de larga duración (en general mayores de una hora), es obligatorio realizar una junta transversal de construcción.

### **Reinicio del equipo**

Para el reinicio del extendido se pueden emplear los siguientes métodos:

- El primero consiste en dejar un espacio con respecto al sitio de parada. La losa intermedia se hará manualmente.
- El segundo consiste en poner la máquina en contacto con la última losa construida, desencofrarla y recomenzar el extendido.

Este segundo método necesita una vibración importante, que puede llevar a segregar el concreto. En el concreto armado en continuo, puede llegar a mover el acero.

### **Llenado de juntas**

Cualquiera que sea el tipo de calzada, su estructura, su método de dimensionamiento, los materiales utilizados, se debe evitar que el agua penetre en el cuerpo de la misma; las degradaciones que puedan resultar toman aspectos diferentes de acuerdo con el tipo de calzada, bombeo y desfase de las placas en el caso de calzadas en concreto. La fisuración accidental o provocada favorece también la penetración del agua.

Sobre una calzada cuyas juntas están mal mantenidas, del 20 al 30% del agua puede penetrar bajo la capa de rodadura. Se deben impermeabilizar las juntas desde el momento de su construcción y mantenerlas así durante la vida útil de la obra, haciendo un esfuerzo por drenar en todo momento el agua de la estructura que pueda penetrar por las juntas y la que pueda llegar al masivo.

Esta regla se debe modular en función de la importancia de la vía, del tráfico o de las características drenantes del soporte sobre la cual reposa.

El llenado de las juntas cumple un papel secundario: impedir la penetración de los materiales en la fisura cuando la junta se abre, evitar su cierre por dilatación y las rupturas del concreto por estallido bajo el efecto de la compresión en puntos particularmente aislados.

La idea que se tenía anteriormente, según la cual las calzadas en concreto no necesitan ningún mantenimiento, ha hecho que este mantenimiento se descuide; sin embargo, hay que considerar este aspecto, pues de lo contrario la calzada se comenzará a deteriorar.

En el momento de la construcción, el llenado de las juntas deberá realizarse antes que la vía se dé al servicio (entre tres y cinco días siguientes al extendido). Este trabajo debe emprenderse rápidamente de manera provisoria con cabuyas, con el fin de evitar la entrada de partículas extrañas, como piedras pequeñas, tuercas, tornillos, entre otras.

La estanqueidad se obtiene al introducir entre los labios de la junta un material impermeable, deformable, resistente y adhesivo a los dos bordes.

Se le debe dar gran importancia a la colocación del producto de llenado de las juntas, cuyos labios deben estar perfectamente limpios, libres de polvo; se prohíbe su aplicación en tiempo húmedo o con viento, ya que se requiere una operación de soplado. El producto se debe preparar cuidadosamente: si es en caliente, la temperatura de aplicación debe respetarse estrictamente, pues demasiado calor quema o voladiza los componentes y muy fría impide el llenado de la junta. Si se trata de un producto frío de varios componentes, las proporciones dadas deben seguirse rigurosamente.

Luego del corte se debe:

- Retirar el llenado provisional (cuerda) si éste no se ejecutó inmediatamente luego del corte.
- Asegurar la limpieza complementaria con cepillo metálico.

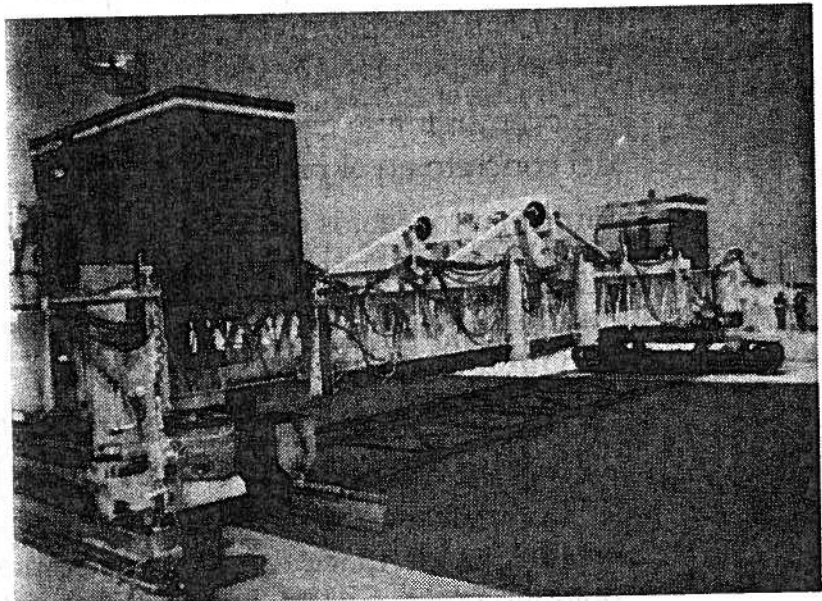
- Soplar con aire comprimido el polvo y, en ciertos casos, secar la junta con aire para retirar los residuos de humedad (y no con la llama, para evitar que el concreto estalle).
- Colocar un fondo en la junta para evitar la propagación de la fisura del concreto en el producto de sellado.
- Imprimir los labios de la junta con el producto primario si hay necesidad, o con el pegante que asegure fijar la junta prefabricada.
- Fundir el producto de estanqueidad y asegurar la introducción de una junta preformada.
- Terminar la junta enrasando el producto ligeramente sobre la superficie de revestimiento, en especial si la junta se ha llenado en el período más frío (más abierto).
- Prohibir la circulación antes que empiece a llenarse de polvo de polimerización.
- Los trabajos de mantenimiento, más específicamente de renovación de las juntas, se tratan de la misma manera. El procedimiento normal consiste en retirar la antigua junta con una espátula adecuada, quitar todas las razas con un cepillo metálico o con pulidora y luego colocar un nuevo producto. Otra forma consiste en tratar de regenerar el producto por medio de microondas que pueden licuar el antiguo producto. Es posible alcanzar rendimientos hasta de 5.000 metros lineales de juntas por día.

## TRABAJOS DE TERMINADO

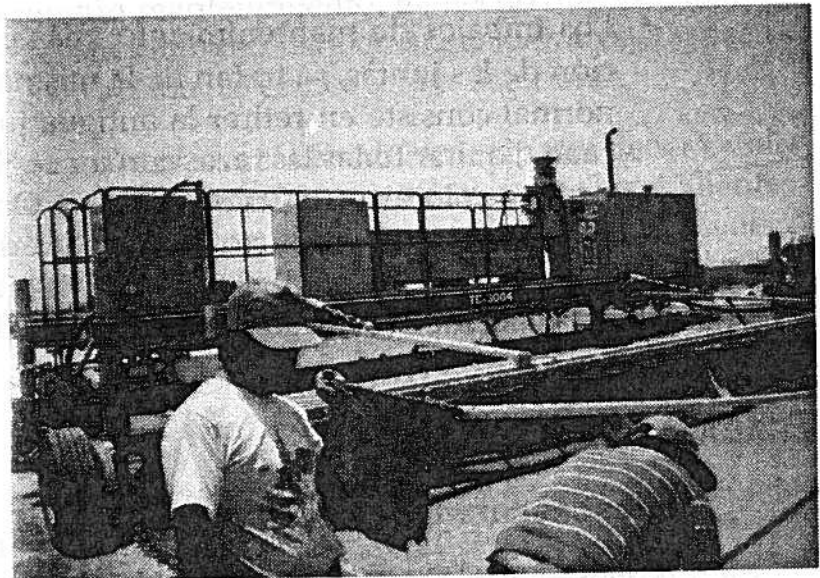
### Descascaramiento químico

Cuando el concreto está compuesto de granulares duros resistentes a la abrasión (CPA superior a 0,50), como tratamiento de la superficie que permite asegurar la rugosidad, se descascararán los granulares de la superficie.

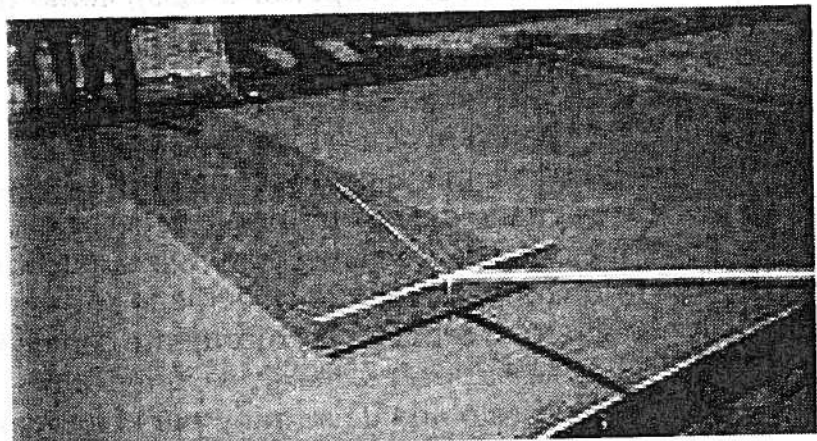
Esta operación consiste en pulverizar sobre la placa de concreto, a la salida de la máquina de formaleta deslizante, un producto retardador de fraguado del mortero en la superficie. Para proteger este producto y mejorar la eficacia, se recubre la superficie con un producto de curado o con una hoja de polietileno. Al día siguiente, la superficie de concreto se cepilla mecánicamente con el objeto de eliminar el mortero de la superficie para los gravillones desnudos. La rugosidad geométrica obtenida se mide por el ensayo de profundidad de arena, cercana a 2 mm. (figura 4.26).



a) Texturizadora .



b) Aplicadora de película para el curado.



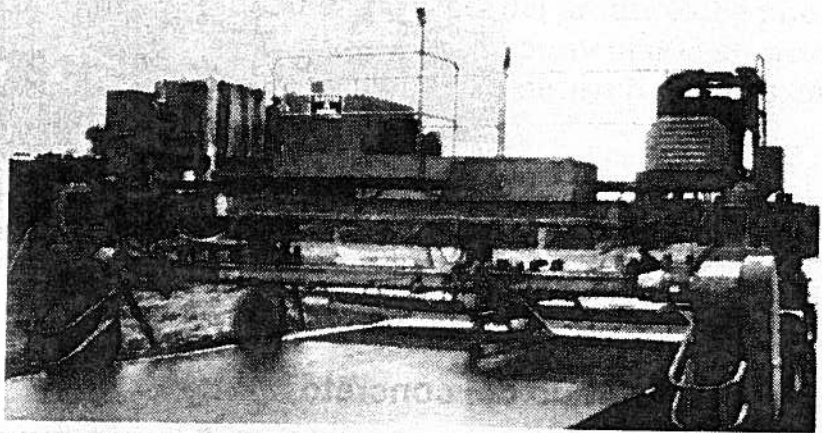
c) Aspecto final de la superficie.

**Figura 4.26** Descascaramiento.

### Clavado-desnudo

Cuando los materiales que constituyen el concreto no tienen un CPA suficiente, se puede proceder a realizar un clavado de la superficie mediante materiales duros. Estos granulares se reparten en la superficie del concreto fresco, luego se nivelan por medio de una placa vibrante y por último se procede al desnudo químico (figura 4.27).

a) Máquina repartidora.



b) Aspecto final luego del clavado de los granulares.

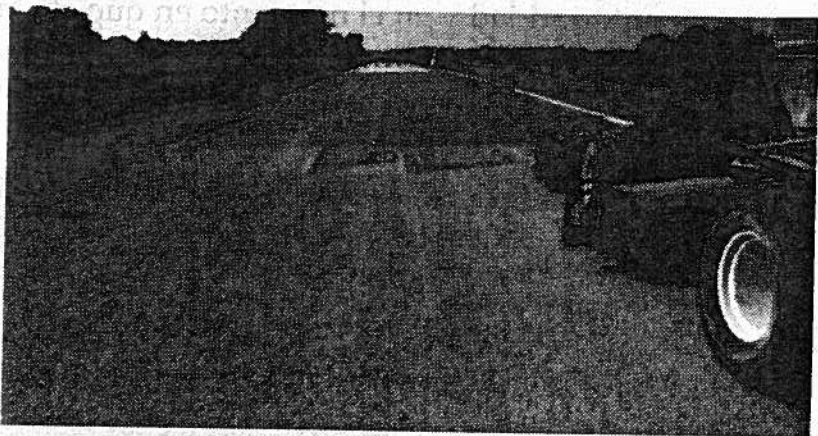
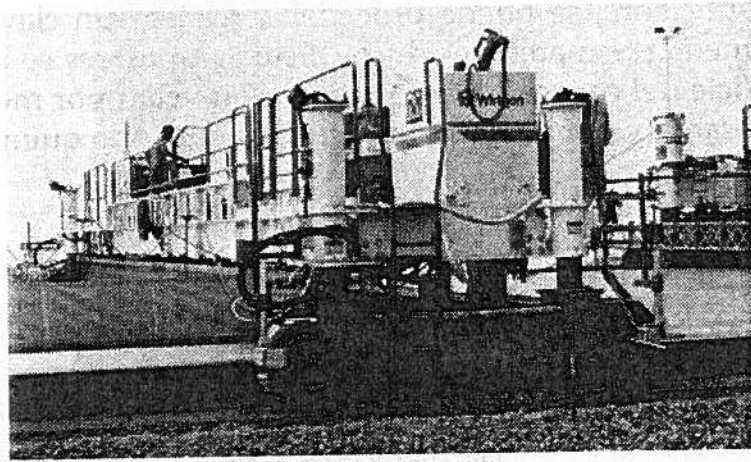


Figura 4.27 } Máquina de clavado.

### Estriado

Si el concreto no se ha tratado con un clavado o con un desnudo de superficie, se hará un barrido o más exactamente un estriado transversal de la superficie durante el tiempo que aún esté fresco. Este estriado se efectúa con la ayuda de una máquina automotriz cuyo movimiento transversal se combina con el de la progresión longitudinal, de tal manera que las estrías estén perpendiculares al eje (figura 4.28). La rugosidad geométrica es de aproximadamente 1 mm. Para los aeropuertos, cuando no se ha previsto hacer el estriado en el concreto endurecido, no se requiere ejecutar el estriado transversal, por lo que se impone un terminado longitudinal, por ejemplo con un costal de

yute húmedo arrastrado sobre el concreto fresco, para facilitar así el escurrimiento de agua hacia las ranuras transversales.

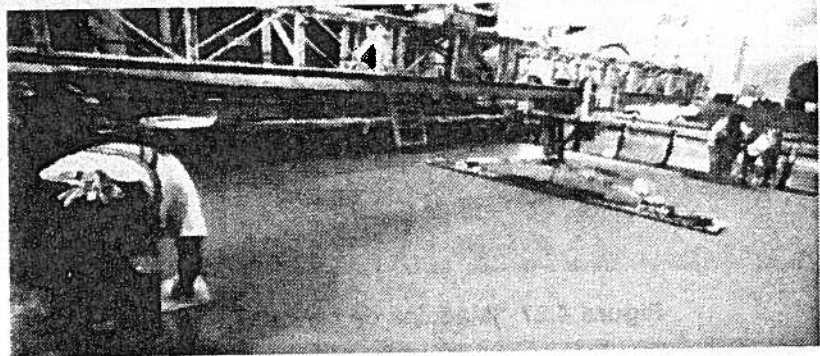


**Figura 4.28** Máquina para hacer estrías en el concreto fresco, que reparte el producto de curado.

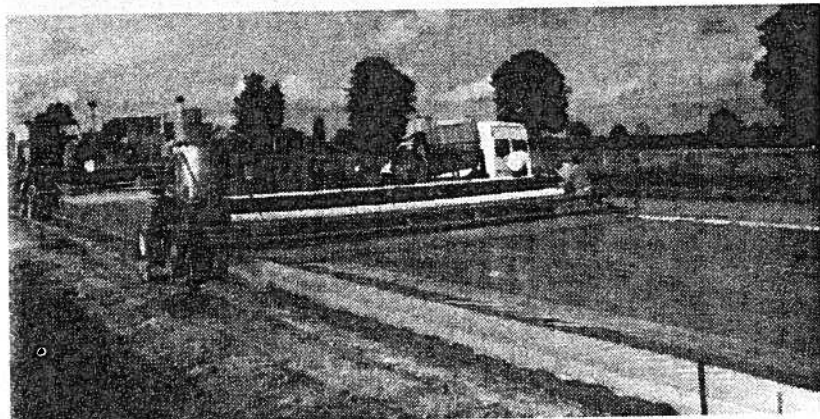
### Curado del concreto

Después de las operaciones de terminado que se experimentaron con anterioridad y en el momento en que el agua de la superficie desaparecerá, el concreto debe protegerse contra la evaporación excesiva por medio de un producto de curado constituido por una película superficial impermeable (figura 4.29).

a) Alisado de superficie con fratasadora.



b) Protección con polietileno.



**Figura 4.29** Máquina esparciendo el producto de curado.

Por lo regular, este producto se pulveriza inmediatamente después de la ejecución del estriado transversal. El aparato de pulverización se monta en la parte de atrás del chasis de la máquina de estriado.

El líquido utilizado es generalmente blanco y se pulveriza sobre la superficie de manera continua y uniforme, sin olvidarse de los flancos de las placas. En caso de viento, debe asegurarse una protección eficaz para evitar que se pierda el producto. La dosificación ha de variar con la naturaleza, la cantidad y la eficacia del producto. Se puede modificar si se trata del mismo producto para aumentar la eficacia en función de las previsiones meteorológicas, es decir, en tiempos en que pueda haber fuertes evaporaciones:

- Temperatura elevada.
- Higrimetría débil.
- Viento fuerte.

## **INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES ATMOSFÉRICAS**

Las disposiciones particulares del extendido se tomarán cuando las condiciones atmosféricas pongan en riesgo de daño el concreto. Para prever estas condiciones es conveniente no solamente mantener una comunicación estrecha entre los servicios locales de meteorología nacional, tener cerca de la obra un registro de temperatura, sino también un higrómetro ubicado a un metro del suelo.

Sea que se trate de calor o de frío, las condiciones meteorológicas y su evolución previsible pueden ser de tal naturaleza que lleven a paralizar la obra.

### **Colocación del concreto en tiempo cálido**

En tiempo cálido, se les debe dar una atención particular a los riesgos del secado superficial y sobre todo a la fisuración. Mientras más alta sea la temperatura inicial del concreto, se puede generar más fácilmente la fisuración por retracción térmica.

Los riesgos de fisuración temprana son muy importantes y provienen de diferentes factores (naturaleza de los granulares, tipo de cemento, condiciones de extendido, etc.). Para el concreto colocado en la mañana, su calor de fraguado coincide con las más fuertes temperaturas de la tarde y el fin del desprendimiento de calor hacia la medianoche, lo que produce un riesgo grande de fisuración la mañana siguiente. Es preferible comenzar el extendido después del mediodía, con el fin de

que el máximo desprendimiento de calor del fraguado se compense con el enfriamiento de temperatura al final de la noche.

La temperatura del concreto fresco debe ser normalmente inferior a 30 °C.

Cuando la temperatura ambiente es superior a 20 °C y la tasa hidrométrica de aire inferior al 50%, se reforzará la dosificación del producto de curado; eventualmente se procede a dos rociados consecutivos de la dosificación prevista en principio, con el propósito de estar seguro de la buena impermeabilización.

En ciertos casos, se puede llegar a enfriar los componentes del concreto. El cemento debe almacenarse a la temperatura más baja posible. Los granulares pueden rociarse, de manera que la evaporación del agua se compense con el enfriamiento. También se enfría el agua con bloques de hielo.

### **Colocación del concreto en tiempo de lluvia**

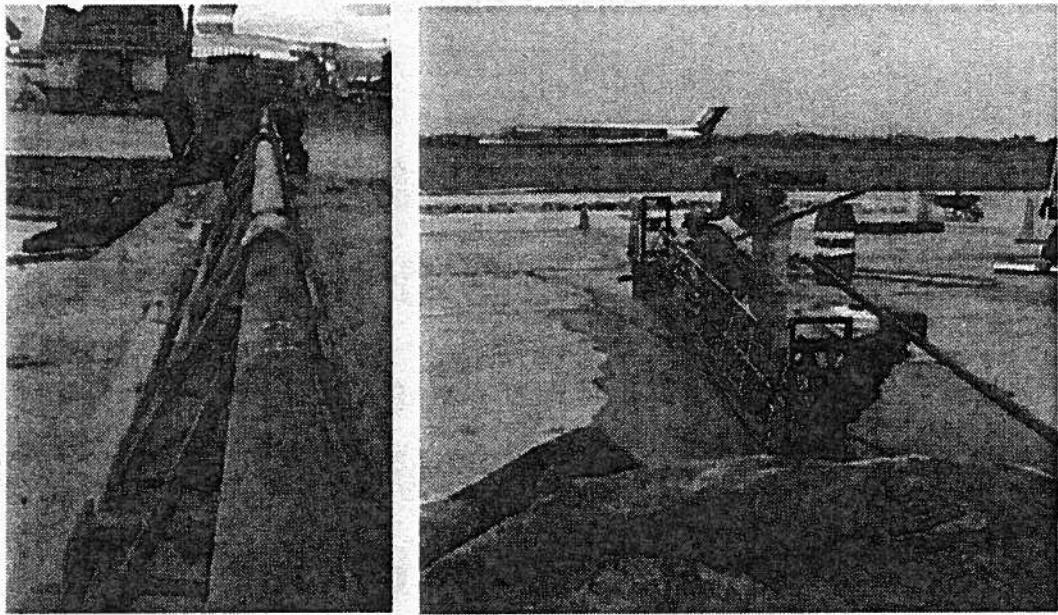
Si hay lluvia muy leve, esto favorece el concreto, pero si por el contrario la lluvia es abundante o fuerte, lleva a los inconvenientes siguientes:

- Se borra el estriado del concreto.
- Se elimina el producto de cura.
- Se rompen los flancos o bordes de las placas.

En el caso de lluvia abundante, lo único que se puede hacer es cubrir el concreto fresco con polietileno; sin embargo, su peso y su contacto con el concreto borran las estrías. No se aconseja el reestriado del concreto. La rugosidad se obtendrá posteriormente por granallaje ó por tratamiento superficial.

De todas maneras, después de la lluvia se deberá restituir el producto de curado, en parte o en su totalidad.

El deterioro de los bordes de las placas se puede evitar poniendo formaletas. Cuando se coloca el plástico sobre una superficie tratada con productos de descascamiento químico, no hay ningún problema.



**Figura 4.30** Calzadas en pistas aeroportuarias.

## TERCERA PARTE

**Diseño avanzado por métodos  
racionales de estructuras  
flexibles, capas asfálticas  
gruesas, gravas tratadas con  
ligantes hidráulicos,  
estructuras mixtas, inversas  
y de concreto**

## DATOS NUMÉRICOS PARA EL DESARROLLO DE EJERCICIOS DE PROGRAMAS



# **CAPÍTULO 1**

---

## ***Ejemplos numéricos con el uso de los programas Cedem, Alize III, Kenpav y Depav***

## DATOS REQUERIDOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS

**E**n este capítulo se presentan los datos necesarios para aplicar el método de dimensionamiento, cuyos cálculos se pueden efectuar de manera manual para obtener las admisibilidades en las interfaces de los materiales. Para el cálculo de las solicitaciones impuestas por el tránsito, el autor presenta en el anexo A el programa computacional Cedem (Cálculo de esfuerzos y deformaciones), efectuado por el ingeniero Jairo Delgado Estévez, y Kenpav (Diseño racional de pavimentos), realizado por los ingenieros César González y Diana Vega, ambos con la dirección del autor. Los valores de esfuerzos y deformaciones pueden obtenerse también mediante el uso de los programas Depav y Bisar, de uso corriente en nuestro medio. En el anexo A se encuentran ejemplos de cómo se obtienen los cálculos, por medio de los programas Cedem y Kenpav. Los ejercicios que se desarrollarán en este capítulo corresponden a materiales de altas especificaciones, cuyas características están incluidas en el *Manual de diseño de pavimentos*, del Instituto de Desarrollo Urbano (IDU). Para otros materiales, el diseñador debe realizar los ensayos de fatiga y módulos dinámicos.

Los datos requeridos para el diseño de un pavimento se clasifican en cuatro categorías:

- Tránsito.
- Parámetros de base de cálculo. Trata de los parámetros de cálculo cuya selección de valores se basa en el análisis de la función económica de la carretera, tales como tipo de estructura, período de diseño y estrategia de mantenimiento.
- Datos climáticos y del ambiente. Estos parámetros agrupan los datos descriptivos de las condiciones climáticas del sitio del proyecto que tienen una influencia directa sobre la selección de las variables de cálculo.

- Parámetros descriptivos de los materiales. Este conjunto corresponde a las propiedades de los materiales de pavimento y del soporte necesarias en el cálculo de estructura.

## TRÁNSITO

El conocimiento de los vehículos pesados (carga, clase y tipo de ejes, número de ellos) interviene en:

- El criterio de selección de las calidades de ciertos constituyentes que se emplean en la fabricación de los materiales de la calzada, como por ejemplo la dureza de los granulares.
- El parámetro de entrada para el análisis mecánico del comportamiento a la fatiga de la estructura de calzada.
- Los vehículos se definen como pesados cuando su carga útil es superior o igual a cinco toneladas (50 kN).

Una primera información sobre el volumen diario del tránsito de vehículos pesados generalmente es suficiente, sin necesidad de que se detalle su composición; esta información debe referirse a la noción de la clase de tránsito.

Para calcular el dimensionamiento del pavimento, el tránsito acumulado sobre la duración de vida se tomará en cuenta a través de la noción del tránsito equivalente.

### Clases de tránsito

Éstas se determinan a partir del tránsito de los vehículos pesados por sentido, teniendo en cuenta el tránsito promedio diario para el carril más cargado en el año de puesta en servicio.

En el caso de calzadas de dos carriles de ancho inferior a 6 m, incluyendo el recubrimiento de las bandas de rodadura, se aplicará la regla siguiente para calcular el tráfico anual diario promedio:

- Si el ancho es inferior a 5 m, asumir el 100% del tránsito total de los dos sentidos.
- Si el ancho está comprendido entre 5 y 6 m, asumir el 75% del tránsito total de los dos sentidos.

En el caso de vías que comprenden calzadas separadas, el carril más cargado es generalmente la vía lenta; si no se tiene información sobre

la repartición probable del tránsito entre los carriles, se tomará como sigue:

### **Calzadas rurales**

- Vías de cuatro carriles. Se tomará 90% de los vehículos pesaos en el sentido considerado y 10% en el carril rápido
- Si las vías son de seis carriles, se considerarán el 80% en la vía lenta, el 20% en la vía media y 0% en la vía rápida o de sobrepaso.

### **Vías dentro del perímetro urbano**

- En las vías de cuatro carriles se debe hacer un estudio particular para cada caso.
- Para las vías de seis carriles se tomarán 65% para la vía lenta, 30% para la media y 5% para la vía rápida.

### **Tránsito equivalente**

Para el dimensionamiento del pavimento, el tránsito se expresa por el número equivalente de ejes de referencia correspondiente al paso de vehículos pesados acumulados en el período de diseño (vida útil).

El eje de referencia es un eje simple con ruedas gemelas, cuya carga es de 130 kN. El número de ejes equivalentes es función de los valores de los conteos del tránsito en el año de puesta en servicio de éste, de la tasa de crecimiento durante el período de diseño, de la composición del tránsito y de la naturaleza de la estructura de la calzada. Se calcula teniendo en cuenta la siguiente relación:

$$NE = N \times CAM \text{ (factor camión)} \quad (1)$$

NE: número de ejes equivalentes.

N: número acumulado de vehículos pesados para el período de cálculo de  $P$  años.

CAM: agresividad media de los vehículos pesados en relación con el eje de referencia. Posteriormente se hará un ejemplo completo de este cálculo.

Cálculo del número total  $N$  de vehículos pesados.

$$N = 365 \times MJA \times C \quad (2)$$

C: factor de proyección

MJA: tránsito pesado promedio diario.

Para  $n$  años y una tasa de crecimiento geométrica  $i$  constante sobre este período, se obtiene el valor de  $C$  por la fórmula siguiente:

$$C = \frac{[(1+i)^n - 1]}{i} \quad (3)$$

### Valor del Coeficiente de Agresividad Media (CAM)

La configuración de ejes (tándem, trídem) con ruedas (simples o gemelas) y su carga son variables de un vehículo pesado con respecto a otro. Para una carga dada, los esfuerzos y las deformaciones en el pavimento a una cierta profundidad son función de la estructura, del comportamiento en la fatiga y de los daños que pueda provocar la aplicación de una carga dada, la cual depende de la naturaleza propia de los materiales. Un vehículo pesado no tendrá la misma agresividad si circula sobre un pavimento asfáltico flexible o sobre un pavimento compuesto por capas tratadas con ligantes hidráulicos.

### PARÁMETROS DE LA BASE DE CÁLCULO

En todo dimensionamiento de una estructura de pavimento se han de tener en cuenta los términos probabilísticos en una primera etapa del cálculo, así como tomar un valor de probabilidad de ruptura del pavimento en los  $n$  años de diseño; si se consideran los conteos del tránsito, esta duración inicial variará según el riesgo de los daños que se tomen. Un menor daño equivale a incrementos económicos en la construcción de esta vía.

### DATOS CLIMÁTICOS Y DEL AMBIENTE

En las condiciones climáticas se deben tener en cuenta la abundancia de las precipitaciones y los drenajes dispuestos para la vía, los ciclos estacionarios y los valores extremos de la temperatura, particularmente en calzadas tratadas con ligantes asfálticos, donde la durabilidad y la deformabilidad dependen de la temperatura, de la resistencia del suelo soporte y del estado hídrico de la subrasante.

## PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DE LA PLATAFORMA DE SOPORTE

### Suelo soporte

Para los cálculos de las sollicitaciones en el cuerpo del pavimento bajo el eje de referencia, el suelo soporte se asimila generalmente a un medio elástico definido por el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, parámetros mecánicos que definen el comportamiento a largo plazo para la parte superior de la subrasante; para el coeficiente de Poisson se tomará un valor medio de 0,35, sabiendo que este parámetro varía con la naturaleza de los suelos, su estado hídrico y las sollicitaciones aplicadas. Se recomienda tomar el módulo como  $E = 5 \text{ CBR}$  (en MPa) o  $8,5 \text{ CBR}^{0,825}$  (MPa).

En el caso de las calzadas flexibles y bituminosas de gran espesor, el cuerpo del pavimento se ha de dimensionar para evitar que el ahuellamiento del soporte por acumulación de las deformaciones permanentes a este nivel llegue a deformarla.

Para las estructuras de calzadas rígidas, el criterio de la resistencia se determina por las leyes de fatiga de las capas. La deformación admisible de la subrasante,  $\epsilon_z$ , se puede tomar así:

**Tabla 1.1**  
Ecuaciones de la deformación vertical admisible según el tránsito

Pavimento con tránsito medio a alto ( $T_3$ a $T_5$ )	$\epsilon_z = 0,012 (N)^{-0,222}$
Pavimento con tránsito bajo ( $T_1$ y $T_2$ )	$\epsilon_z = 0,016 (N)^{-0,222}$

### Capa de subbase

En lo que concierne a la selección de la capa de base y a la verificación del dimensionamiento del cuerpo de la calzada, se emplean dos aproximaciones en la práctica. La primera es la más tradicional y consiste en seleccionar el espesor de la capa de subbase en función de la capacidad portante del suelo soporte, en donde se realiza la verificación de los espesores de suelo soporte más capa de subbase, en un proceso donde se tiene un masivo homogéneo que se describe mediante el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, y se comprueba el criterio de la deformación vertical que satisfaga los valores admisibles de la subrasante.

En el segundo método la capa de subbase se individualiza como una capa de calzada más en el cálculo de la estructura, aproximación que resulta válida cuando se busca optimizar los espesores del conjunto

de calzada y de la capa de subbase en función de las características mecánicas que pueden obtenerse en obra con los materiales de subbase. En este segundo caso las características mecánicas de tales materiales deben determinarse estrictamente en laboratorio. Cuando se utilizan capas de subbase en materiales no tratados, hay que verificar que los valores de la deformación vertical en la parte superior de la capa de la subbase y del suelo soporte sean admisibles; igualmente, cuando se emplean materiales tratados se deben verificar las leyes de fatiga adoptando los modelos propios para el caso del material que se esté utilizando.

## Materiales de las capas de pavimento

### Gravas no tratadas

- Características intrínsecas

El método de cálculo que se requiere para representar el comportamiento reversible bajo una carga está dado en función del módulo de Young y del coeficiente de Poisson para una grava no tratada.

Tabla 1.2

Valores del módulo de Young de capas de gravas no tratadas para el dimensionamiento

Pavimento de bajo tráfico $T_1$ a $T_3$									
<b>Capa de base</b>	Categoría 1 $\times E_{GNT} = 600$ MPa Categoría 2 $\times E_{GNT} = 400$ MPa Categoría 3 $\times E_{GNT} = 200$ MPa								
<b>Capa de subbase</b> (GNT subdividida en subcapas de 0,25 m de espesor)	$E_{GNT} [1] = k E$ plataforma de soporte $E_{GNT} [\text{subcapas } i] = k E_{GNT} [\text{subcapa}(i-1)]$ K depende de la categoría de la $E_{GNT}$ <table style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>Categoría</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>K</td> <td>3</td> <td>2,5</td> <td>2</td> </tr> </table> $E_{GNT}$ limitada por el valor indicado en la capa de la base	Categoría	1	2	3	K	3	2,5	2
Categoría	1	2	3						
K	3	2,5	2						
<b>Pavimento tráfico <math>T_4</math> y <math>T_5</math></b>									
<b>Capa de subbase</b> (GNT subdividida en subcapas de 0,25 m de espesor)	$E_{GNT} [1] = 3 E$ plataforma de soporte $E_{GNT} [\text{subcapa } i] = 3 E_{GNT} [\text{subcapa } (i-1)]$ $E_{GNT}$ limitada por 360 MPa								
<b>Estructura inversa</b> Las diferentes valores del módulo, según el tipo de estructura, tienen en cuenta el carácter no lineal de las GNT (módulo más elevado en capa de base que en la subbase)	$E_{GNT} = 480$ MPa								

A falta de ensayos o valores particulares para cada tipo de estos materiales, el coeficiente de Poisson tendrá un valor de 0,35.

### **Gravas tratadas con ligantes hidráulicos y concretos compactados**

- Características intrínsecas

Teniendo en cuenta la evolución del material en el tiempo y el fenómeno de fraguado, las características mecánicas de los materiales tratados con ligantes hidráulicos se deben apreciar así:

Por una parte, a largo plazo para juzgar el comportamiento durante la vida de servicio y, por otra, a corto plazo para verificar que la resistencia adquirida es suficiente desde las primeras solicitaciones, o sea que soporta el tránsito de la obra o su comportamiento es adecuado desde los primeros pasos de los vehículos cuando se pone en servicio.

Para el largo plazo se consideran las características a un año, mientras que el corto plazo es función de la programación de los trabajos.

- Requerimientos del método de cálculo

Para representar el comportamiento reversible bajo una carga, se deben conocer el valor del módulo de Young  $E$  y el coeficiente de Poisson, el cual puede tomar un valor promedio de 0,25 para este tipo de materiales. Los daños se representan mediante la ley de fatiga, que se hace con base en los parámetros de  $\sigma_n$  y  $b$  y se enuncia con la siguiente fórmula:

$$\frac{\sigma}{\sigma_n} = \left( \frac{N}{10^6} \right)^b \quad (4)$$

Donde:

$\sigma$ : esfuerzo aplicado.

$\sigma_n$ : esfuerzo al millón de repeticiones a 10 °C y a 10 Hz.

$N$ : número de ejes equivalentes de trece toneladas.

$b$ : pendiente de la ley de fatiga.

Los valores característicos de estos datos para las técnicas empleadas en gravas tratadas como los módulos de Young y la ley de fatiga, se deben determinar a través de los ensayos normalizados de laboratorio.

- Características para la ejecución de una obra

Cuando se ejecuta una obra con este tipo de material, debe tenerse en cuenta que existe una dispersión que depende de sus características y que altera el espesor de la capa que se está colocando en obra, en la que se debe considerar que la dispersión es del orden de 3 cm.

### ***Materiales tratados con ligantes hidrocarbonados***

- Características intrínsecas

Las propiedades mecánicas de los materiales tratados con ligantes hidrocarbonados dependen de la temperatura y de la frecuencia de la sollicitación, por lo que el cálculo debe hacerse para valores representativos de las condiciones propias del proyecto.

La frecuencia de sollicitación que debe evaluarse es de 10 Hz, según norma NF P 98-232-2.

El método de cálculo necesita, para representar el comportamiento reversible bajo una carga, el valor del módulo de Young,  $E$ , y el coeficiente de Poisson, que se tomará en promedio alrededor de 0,35.

Para representar el daño por fatiga:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_6} = \left( \frac{N}{10^6} \right)^b \quad (5)$$

Donde:

$\varepsilon_6$ : datos de la deformación para 10 °C y 25 Hz

$b$ : pendiente de la ley de fatiga

Los valores de  $\varepsilon$ ,  $\varepsilon_6$  y  $b$  deben tomarse con respecto a la temperatura promedio anual.

La dispersión en obra cuando se utiliza este tipo de material está dada por:

**Tabla 1.3**  
Dispersión sobre los espesores de los materiales hidrocarbonados

Espesor (cm)	$e \leq 10$	$10 < e < 15$	$15 \leq e$
Dispersión del espesor Sh (cm)	1	$1 + 0,3 (e-10)$	2,5

- **Características intrínsecas**

Los datos para el cálculo de los concretos con fraguado normal se determinan a los 28 días. Para los concretos cuyo ligante o cementante tiene fraguado lento se debe tomar como mínimo a 56 días, aunque a veces se requieren hasta 360 días.

- **Requerimientos del método de cálculo**

Para representar el comportamiento reversible bajo una carga, tener el valor del módulo de Young E y del coeficiente de Poisson, el cual en términos promedio se toma igual a 0,25.

Para representar los daños por fatiga, los parámetros de  $\sigma_6$  y b se incluyen en la siguiente fórmula:

$$\frac{\sigma}{\sigma_6} = \left( \frac{N}{10^6} \right)^b \quad (6)$$

Los valores del módulo de Young y de la ley de fatiga deben deducirse de los ensayos de laboratorio.

- **Características de la construcción**

Las desviaciones de espesor en este tipo de materiales son de aproximadamente 1 cm para las capas de base y fundación, y para los otros casos de 3 cm.

- **Metodología de diseño**

El método tradicional de diseño de estructuras de calzada combina un análisis mecánico del funcionamiento de la estructura, los resultados de ensayos de laboratorio sobre los daños por fatiga de los materiales de las calzadas, los conocimientos sacados de la observación del comportamiento de calzadas reales que deben verificarse por medio de ensayos del tipo carrusel de fatiga o sobre planchas o secciones de vías en uso.

## **METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO**

Comprende las siguientes etapas:

### **Predimensionamiento**

Una vez reunidos los datos para el cálculo, se efectúa una primera selección de la capa de rodadura y un predimensionamiento de la estructura por referencia con otras vías comparables.

### **Cálculo de la estructura**

Se calculan los esfuerzos y las deformaciones por el modelo matemático de la estructura de pavimento predimensionada en la primera etapa, teniendo en cuenta que el eje de referencia es de 130 kN, cada semieje está compuesto por un eje de ruedas gemelas representado por dos cargas que ejercen una presión repartida uniformemente de 0,662 MPa sobre dos discos de 0,125 m de radio y con una separación entre ruedas de 0,375 m.

### **Verificación de las deformaciones del soporte por fatiga de la estructura**

La verificación se realiza comparando los esfuerzos y las deformaciones calculadas en la segunda etapa con los valores admisibles. Estos valores límites se establecen en función:

- Del tránsito acumulado sobre el período de cálculo considerado.
- Del riesgo de ruptura admitido para este período.
- De las características de resistencia por fatiga de los materiales.
- De los efectos térmicos.
- De los datos de observación del comportamiento de calzadas del mismo tipo.

Este último punto se traduce en la introducción de un coeficiente (de ajuste) que permite tener en cuenta globalmente todos los efectos que el modelo matemático no puede representar debido a las simplificaciones hechas y a la representabilidad de los ensayos de laboratorio en los que se describen las propiedades de los materiales.

### **Ajuste de los espesores calculados**

Los espesores de capa que se determinaron en la tercera etapa deben ajustarse para:

- Tener en cuenta las facilidades tecnológicas de hacer espesores mínimos y máximos, los cuales dependen de los equipos que se utilicen.
- Reducir los riesgos de defectos de la liga entre las interfaces y limitar el número de capas.
- Asegurar una protección suficiente de las capas tratadas para considerar fenómenos como el de las fisuras particulares, que no pueden determinarse con base en el modelo matemático.

## DISEÑO PARA LAS FAMILIAS DE ESTRUCTURAS DE CALZADAS

En este capítulo se explica, para cada técnica, la metodología de:

- La modelación requerida para los cálculos.
- Los criterios necesarios para el diseño.
- Las etapas de dimensionamiento.

Cada familia de estructuras se ilustra con un ejemplo.

### Verificación común de la subrasante y de las capas no ligadas

Estos criterios comunes, indicados para cada estructura, no se repetirán en los párrafos siguientes:

- Suelo soporte

Para las estructuras de pavimentos se verificará que el ahuellamiento permanezca inferior al valor admisible. A falta de otros datos, se hará esta verificación tomando en cuenta los criterios sobre la deformación vertical  $\epsilon_z$  de la forma  $\epsilon_{z,ad} = f(NE)$ :

$$\text{Calzadas de tránsito medio a elevado } (T^3 T_3) \quad (7)$$

$$\epsilon_{z,ad} = 0,012(NE)^{-0,222}$$

$$\text{Calzadas de bajo tránsito } (T < T_3) \quad (8)$$

$$\epsilon_{z,ad} = 0,016(NE)^{-0,222}$$

Para el número de ejes equivalentes, se tomará el valor del coeficiente de agresividad de la siguiente tabla.

**Tabla 1.4**  
Valores de CAM según el tráfico

Clase	T1	T2	T3	T4	T5
CAM	0,4	0,5	0,7	0,8	1

### Capas granulares

En el caso de calzadas de tránsito bajo ( $N$  inferior a 250.000 ejes estándar de 130 kN), compuestas de una capa de rodadura de pequeño espesor sobre una capa granular no tratada, no se realizarán cálculos para esta capa.

En los otros casos (capa bituminosa sobre una fundación en grava no tratada y estructura inversa; este tipo de estructura tiene una carpeta de rodadura, una base negra, una capa de material granular, una capa tratada con algún cementante hidráulico y la subrasante), se procederá a verificar el ahuellamiento en la parte superior de la capa granular no tratada, según los criterios de comportamiento para este mismo tipo de capas y para el suelo soporte.

### Calzadas flexibles y asfálticas gruesas

El método cubre el dimensionamiento de las calzadas definidas como flexibles y asfálticas gruesas (a partir de un espesor de 15 cm).

#### **Modelación de la estructura de la calzada**

La estructura está representada por un modelo multicapa elástico, cuyas capas se consideran pegadas entre sí (continuidad de los desplazamientos en las interfaces).

El módulo de Young afecta la grava no tratada y varía según la naturaleza de la capa, el espesor de la capa inferior, la naturaleza del suelo soporte y la calidad de la grava.

#### **Criterios requeridos para el dimensionamiento**

##### *Caso de calzadas con tránsito bajo*

Este es el caso de las calzadas constituidas por una capa de rodadura delgada sobre una capa de grava no tratada, cuyo tránsito es del orden de 250.000 ejes estándar.

La capa de rodadura puede ser un tratamiento superficial simple hasta un tránsito equivalente NE de 100.000 ejes, o un concreto bituminoso para cuyo espesor se puede tomar la siguiente consideración: para tráfico liviano, mínimo 4 cm. El espesor de la capa de base de grava no tratada se puede fijar en 15 cm si el tráfico acumulado de ejes equivalentes es inferior a 100.000 ejes. El espesor de la grava no tratada se determina en función del ahuellamiento del suelo soporte. El criterio que hay que verificar está en función de la deformación vertical  $\varepsilon_z$  en la superficie del suelo soporte y debe ser en todo caso inferior al valor límite. El buen comportamiento de la grava no tratada se garantizará única y exclusivamente en el momento en que se respeten las especificaciones sobre los materiales y que la capa de rodadura garantice la impermeabilidad.

#### *Caso de otras calzadas flexibles o bituminosas gruesas*

Para las calzadas con subbase en grava recompuesta humedecida no tratada, el espesor del material granular está fijado en función de la importancia de la plataforma sobre la subrasante. Para asegurar el perfecto funcionamiento, se tiene que verificar la ruptura por fatiga en la base de las capas bituminosas y el ahuellamiento de las capas no ligadas y del soporte. Esto quiere decir que se debe comprobar que la deformación  $\varepsilon_f$  en la base de las capas bituminosas permanezca inferior a un valor admisible y que la deformación  $\varepsilon_z$  en la superficie de las capas no ligadas y del suelo soporte sea inferior también a un valor límite.

#### *Determinación de la deformación admisible $\varepsilon_{t,ad}$ en la base de las capas bituminosas*

El valor de  $\varepsilon_{t,ad}$  está dado por la relación:

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_c \cdot k_s \quad (9)$$

$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ : es la deformación para la cual la ruptura convencional por flexión sobre la probeta se obtiene al final de los NE ciclos con una probabilidad de falla del 50% para una temperatura equivalente  $\theta_{eq}$  y a la frecuencia  $f$  característica de las solicitaciones exigidas a la capa considerada.

La ley de fatiga para los materiales bituminosos está representada por una relación del tipo:

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(\theta_{eq}, f) (NE/10^6)^p \quad (10)$$

Para las estructuras en clima cálido y para las temperaturas altas, si no existen datos experimentales se aconseja tener en cuenta que la influencia de la temperatura sobre el comportamiento en fatiga estará representada por la relación:

$$\varepsilon_6(\theta) E(\theta)^{0,5} = \text{constante} \quad (11)$$

La ley de fatiga se establece experimentalmente para una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz, y por lo general se considera que para las capas la frecuencia característica de las sollicitaciones es del orden de 10 Hz. La corrección de la frecuencia en el valor de  $\varepsilon_6$  es despreciable para frecuencias entre 10 y 25 Hz, así como para temperaturas promedio.

En estas condiciones,  $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$  se determina en la forma:

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) [E_{10^\circ\text{C}}/E_{\theta_{eq}}]^{0,5} (NE/10^6)^b \quad (12)$$

Estas hipótesis iniciales no son aceptables cuando las temperaturas son muy elevadas y la frecuencia característica de las sollicitaciones es diferente (tránsito lento para capas de superficie); los materiales tienen una reología que se aparta de los productos bituminosos tradicionales, en tanto que la expresión de  $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$  se deduce de los resultados de los estudios de fatiga en el laboratorio.

$k_r$  es un coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido, en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad (13)$$

u: variable centrada reducida asociada al riesgo  $r$

b: pendiente de la ley de fatiga del material (ley bi-logarítmica)

$\delta$ : desviación estándar de la distribución del log  $N$  a la ruptura

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} \quad (14)$$

c: coeficiente que tiene en cuenta la variación de la deformación y la variación aleatoria del espesor de la calzada ( $\text{Log} \varepsilon = \text{Log} \varepsilon_0 - c\Delta h$ ). Para las estructuras corrientes, ésta es del orden de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$ .

$K_c$  es un coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo. Para las calzadas bituminosas, los valores del coeficiente de ajuste según la naturaleza del material bituminoso se precisan en la tabla siguiente:

**Tabla 1.5**  
Valor de coeficiente  $K_c$

Material	$k_c$
Grava-bituminosa	1,3
Concreto-bituminoso	1,1
Capas de rodadura con módulo elevado	1

$k_s$  es un coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la capacidad portante de la capa de la subrasante que soporta a las capas tratadas.

**Tabla 1.6**  
Valor de coeficiente  $k_s$

Módulo	$E < 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} \leq E < 120 \text{ MPa}$	$120 \text{ MPa} \leq E$
$k_s$	1/1,2	1/1,1	1

**Nota:** El módulo que hay que considerar es del material de la capa subyacente y no aquel que caracteriza la rigidez de la capa de la subrasante. Con una capa de forma gruesa, el módulo es superior a 120 MPa aun si la capacidad portante de la plataforma del soporte de la calzada es inferior a estos 120 MPa.

### **Ejemplos de dimensionamiento**

#### **Ejemplo 1. Calzada flexible con bajo tráfico**

##### **Datos**

- Tránsito

Para un tránsito que se comporta entre 25 y 50 MJA, con una tasa de crecimiento geométrico de 4% anual y una vida útil de doce años se tiene:

Tráfico acumulado en la vía,  $N = 365 \times \text{MJA} \times C = 1,94 \times 10^5$  (2) y (3)

Coeficiente de Agresividad Media del tránsito (CAM) = 0,5 (tablas B.14 y B.15. Ver anexo).

$$\text{Número de ejes equivalentes (NE)} = 0,97 \times 10^5 \quad (1)$$

- Capa de superficie

Este tránsito acumulado puede soportarse por un tratamiento superficial simple.

- Plataforma soporte

$$E = 20 \text{ MPav} = 0,35$$

- Características mecánicas de los materiales

Para la capa de base, se tiene una grava no tratada:

$$E = 600 \text{ MPav} = 0,35$$

El espesor de la capa de base se toma igual a 15 cm.

Para la capa de subbase se tiene una grava no tratada, cuyo módulo de Young para un espesor de 25 cm de subcapas varía así:

$$E_1 = 2,5 E_{\text{soporte}} = 50 \text{ MPa}$$

$$E_2 = 2,5 E_1 = 125 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 2,5 E_2 = 312 \text{ MPa}$$

$\nu = 0,35$  para todas las GNT (capas de grava no tratada)

- Condiciones de realización

Las interfaces están todas pegadas.

- Valores límites admisibles

La deformación vertical del suelo soporte es  $\epsilon_{z,ad}$ .

$$\begin{aligned} \epsilon_{z,ad} &= 0,016 (NE)^{-0,222} \\ &= 1.250 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

- Cálculo de esfuerzos y deformaciones

El espesor de la grava no tratada de la capa de subbase es el único parámetro que se debe calcular.

**Tabla 1.7**  
Deformación en la superficie del suelo soporte

Espeor de GNT de la fundación (cm)	52	54
$\epsilon_z$ en la superficie del suelo (en $10^{-6}$ )	1.270	1.190

- Dimensionamiento

Teniendo en cuenta el valor admisible de  $1.250 \times 10^{-6}$  para la deformación vertical del suelo soporte, la estructura de la calzada se podrá constituir de un tratamiento superficial sobre 15 cm de grava no tratada para la capa de base y de 53 cm de grava no tratada en la capa de subbase. Si se hubiera escogido una capa de rodadura hecha en 4 cm de concreto bituminoso ( $E = 5.400 \text{ MPa}$  a  $15^\circ\text{C}$ ), el cálculo indica que serían suficientes 38 cm de grava no tratada en la capa de la fundación.

### *Ejemplo 2. Calzada en grava bituminosa gruesa*

#### *Datos*

- Tránsito

MJA = 210 vehículos pesados por día, con una tasa de crecimiento geométrico de 7% anual.

Período de diseño: 20 años.

Tráfico acumulado para el carril de diseño,  $N = 3,14 \times 10^6$

Coefficiente de Agresividad Media del tránsito (CAM) = 1 (tabla B.16)

Número de ejes equivalente (NE) =  $3,14 \times 10^6$

Riesgo de cálculo,  $r = 12\%$  (tabla B.17)

- Capa superficial

El tránsito del ejemplo tiene una capa en concreto bituminoso de 6 cm de espesor (tabla B.21).

- Plataforma soporte PF3

(tabla B.22)

$E = 120 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,35$

- Características mecánicas de los materiales bituminosos

La temperatura equivalente de materiales bituminosos se escoge para 15 °C. De los ensayos de laboratorio del material, se tiene:

**Tabla 1.8**  
Características mecánicas de los materiales bituminosos

	E(10 °C,10 Hz) (MPa)	E(15 °C,10 Hz) (MPa)	$\epsilon_g$ (10 °C, 25 Hz)	b	SN
GB clase 3 (tablas B.2 y B.5)	12.300	9.300	$90 \times 10^{-6}$	-0,2	0,30
BB (tablas B.2 y B.5)	7.200	5.400	$150 \times 10^{-6}$	-0,2	0,25

Coeficiente de Poisson de materiales bituminosos,  $\nu = 0,35$

- Condiciones de realización

Las interfaces son todas pegadas.

La dispersión para los espesores de las capas es (tabla B.5):

$$Sh \text{ BB} = 1 \text{ cm}$$

$$Sh \text{ GB} = \text{mín. [ máx. (1; } 0,3h - 2); 2,5] \text{ cm.}$$

- Datos de corrección

(tabla B.5)

$$BB \ k_c = 1,1$$

$$GB \ k_c = 1,3$$

*Deformación vertical  $\epsilon_{z,ad}$  de materiales no tratados*

$$\text{Suelo: } \epsilon_{z,ad} = 0,012(NE)^{-0,222}$$

$$\epsilon_{z,ad} = 433 \times 10^{-6}$$

*Deformación horizontal  $\epsilon_{t,ad}$  de materiales bituminosos*

*Deformación horizontal  $\epsilon_{t,ad}$  de concreto bituminoso*

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_s \cdot k_c$$

$$\begin{aligned} \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) &= 150 \times 10^{-6} (7.200/5.400)^{0,5} (3,14 \times 10^6/10^6)^{-0,2} \\ &= 138 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

$$\text{riesgo} = 12\%$$

$$u = -1,175; \quad (\text{tabla B.18})$$

$$b = -0,2 \quad (\text{tabla B.5})$$

$$c = 0,02 \quad (\text{tabla B.20})$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left( \frac{c}{b} \right)^2} = (0,0725)^{0,5} = 0,269$$

$$k_r = 10^{-0,0632} = 0,864$$

$$k_c = 1,1$$

$$k_s = 1$$

$$\rightarrow \varepsilon_{t,ad} = 131 \times 10^{-6}$$

*Deformación horizontal  $\varepsilon_{t,ad}$  de grava bituminosa*

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_s \cdot k_c$$

$$\begin{aligned} \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) &= 90 \times 10^{-6} (12.300/9.300)^{0,5} (3,14 \times 10^6/10^6)^{-0,2} \\ &= 82 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

$$\text{riesgo} = 12\%$$

$$u = -1,175 \quad (\text{tabla B.18})$$

$$b = -0,2 \quad (\text{tabla B.5})$$

$$c = 0,02 \quad (\text{tabla B.20})$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 0,391 \text{ (si } h_{GB} \geq 15 \text{ cm)}$$

$$k_r = 10^{-0,091} = 0,810$$

$$k_c = 1,3 \quad \text{(tabla B.5)}$$

$$k_s = 1$$

$$\rightarrow \epsilon_{t,ad} = 86 \times 10^{-6} \text{ (si } h_{GB} \geq 15 \text{ cm)}$$

**Tabla 1.9**  
Recapitulación de valores admisibles

$BB\epsilon_{t,ad}$	$GB\epsilon_{t,ad}$	$sol\epsilon_{t,ad}$
$131 \times 10^{-6}$	$86 \times 10^{-6}$	$433 \times 10^{-6}$

- Cálculo de esfuerzos y deformaciones

Si las interfaces entre la rodadura, la base, la subbase y la fundación están ligadas, es suficiente examinar la deformación horizontal en la parte inferior de la capa de grava asfáltica y de la deformación vertical en la superficie del suelo soporte. El espesor de la capa de rodadura está fijado en 6 cm de concreto bituminoso, por lo que el espesor de grava bituminosa es el único parámetro que se debe calcular. Los resultados se encuentran en la tabla siguiente:

**Tabla 1.10**  
Deformaciones en la estructura de la calzada bituminosa  
(cálculo de predimensionamiento)

<b>Espesor de la grava bituminosa (en cm)</b>	17	18	19
$\epsilon_t$ en la base de GB (en $10^{-6}$ )	89	84	79
$\epsilon_z$ en la superficie del suelo (en $10^{-6}$ )	284	265	248

- Dimensionamiento

El cálculo indica un espesor mínimo de 18 cm de grava bituminosa. Como el espesor de las capas debe estar comprendido entre 10 y 15 cm

para una grava bituminosa 0/20, es necesario hacer dos capas de 10 cm, o sea un espesor total más grande que el estrictamente necesario.

La obtención de una capa de fundación de calidad en 10 cm de espesor es bastante complicada, ya que se necesita un muy buen nivelamiento de la plataforma de soporte; por esto resulta aconsejable reconsiderar el hecho de que el espesor asumido en la capa de la superficie es muy pequeño y sería mejor hacer una sola capa en grava bituminosa de 16 cm de espesor, como máximo.

Entonces se examina la opción de colocar una capa de rodadura de concreto bituminoso delgado de 4 cm y una capa de rodadura de 6 cm, lo que conduce al cambio en los resultados para el espesor de la grava asfáltica, que se encuentran en la tabla siguiente:

**Tabla 1.11**  
Deformación en la nueva estructura de la calzada bituminosa (cálculos de verificación)

<b>Espesor de la grava asfáltica</b>	13	14	15
<b><math>\epsilon_1</math> en la base de GB (en <math>10^{-6}</math>)</b>	92	86	81
<b><math>\epsilon_2</math> en la superficie del suelo (en <math>10^{-6}</math>)</b>	294	274	257

La solución con 14 cm de grava bituminosa, 6 cm de concreto bituminoso y 4 cm de concreto bituminoso de rodamiento da unas deformaciones inferiores a los valores admisibles. Esta estructura, que contiene el mismo número de capas que la estructura 6BB/10GB/10GB, se presta mejor a la obtención de buenos resultados en la realización de una buena compactación y de una buena nivelación.

## **Pavimentos con capas tratadas con ligantes hidráulicos**

### **Modelación de la estructura de pavimento**

Se destaca el caso de estructuras que tienen dos capas granulares y estructuras que poseen una sola capa de materiales tratados con ligantes hidráulicos.

- Caso de las estructuras que se componen de dos capas granulares

Este tipo de estructura resulta afectada por la fisuración de fraguado. Las capas de base y subbase tratadas se deben considerar para efectos de dimensionamiento, asimilándolas a una capa de estructura continua.

Esta aproximación se justifica entre otras, por las siguientes observaciones:

- No hay coincidencia en la localización de la fisuración por fraguado entre las dos capas.
- La fisuración por fatiga no se desarrolla sistemáticamente a partir de las fisuras del fraguado.

La calzada puede representarse por un conjunto de capas elásticas.

Los materiales tratados con ligantes hidráulicos presentan una rigidez muy elevada, es decir; las gravas tratadas de alto rendimiento y los concretos compactados, en donde se debe considerar el efecto de las discontinuidades transversales, mayorándolo por un coeficiente multiplicador de los esfuerzos calculados con el modelo continuo.

Con el fin de alejar la interfaz entre las dos capas de subbase y base, el espesor de ambas debe ser igual.

- Caso de estructuras que tienen una sola capa en material tratado con ligantes hidráulicos

Para las estructuras en una sola capa, la esquematización de una estructura continua debe tomarse con cautela. El crecimiento importante de las deformaciones impuestas a la subrasante o la vecindad de la carga en las discontinuidades hacen que las solicitaciones sobre la subrasante sean un elemento esencial de la estabilidad de estas calzadas, ya que hay una gran dificultad para saber exactamente la transferencia de las cargas en los sitios de las fisuras; se recomienda tomar un valor mínimo de espesor de 25 cm de base tratada para un tráfico acumulado  $NE \geq 10^6$ . En el caso de una calzada con un tráfico pequeño, este espesor puede reducirse hasta 12 cm.

El dimensionamiento de estructuras prefisuradas con dispositivos destinados a transmitir las cargas en las juntas se debe justificar particularmente en cada caso.

### **Condiciones de liga**

Para las condiciones de liga entre las capas, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Las interfaces entre las capas de rodadura y la de base deben estar pegadas (continuidad de desplazamientos en las interfaces).
- En la interfaz entre la capa de base y la de subbase, la condición que hay que mantener depende de la naturaleza del ligante.

- Con una grava - cenizas volantes - cal, las capas se deben considerar sistemáticamente despegadas (la continuidad de la componente normal en la interfaz del desplazamiento y el cizallamiento es nula).
- Con una grava escoria granulada, las capas se considerarán como pegadas (continuidad de desplazamientos y de esfuerzos).

Con los otros ligantes, la naturaleza de la liga es fuertemente dependiente de las condiciones de ejecución; se observan a menudo discontinuidades en la interfaz, cuya extensión evoluciona a través del tiempo. La confrontación entre los resultados de cálculo y la observación del comportamiento de estas estructuras muestra que la hipótesis de deslizamiento entre las capas es demasiado pesimista. Para tener en cuenta esta situación intermedia de contacto, el artificio usual de cálculo es mantener los esfuerzos en la base de la capa como la semisuma de los valores obtenidos en el caso pegado y en el caso despegado.

**Nota:** Si en la ejecución se respeta estrictamente la condición de que las capas de subbase y base se realicen dentro del tiempo de manejabilidad y de que se mantenga el contenido de agua en la superficie de la capa de subbase, se podrá considerar que ha habido un tiempo adecuado para el pegue de la interfaz de la subbase-base.

### ***Criterios requeridos para el dimensionamiento***

Las calzadas con capas tratadas con ligantes hidráulicos se verifican en el cálculo así:

- Por la ruptura por fatiga en la base de las capas tratadas.
- Por la deformación del soporte.

Se deben verificar dos criterios:

- Que el esfuerzo de tracción  $\sigma_t$  en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos permanezca inferior a un valor admisible. El nivel que se debe considerar es la base de la capa tratada si solamente hay una capa o si las capas permanecen pegadas, si no, será en la base de cada capa tratada.
- Que la deformación vertical en la superficie de las capas no tratadas y el suelo de la subrasante sean inferiores a un valor límite.

**Determinación de los esfuerzos admisibles de tracción  $\sigma_{t,ad}$  en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos**

El valor de  $\sigma_{t,ad}$  para NE cargas está dado por la relación:

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE) k_r \cdot k_d \cdot k_c \cdot k_s \quad (15)$$

$\sigma_t (NE)$ : esfuerzo para el cual la ruptura en flexión sobre la probeta a 360 días se obtiene para NE cargas.

NE: número de cargas equivalente, obtenido a partir del tráfico acumulado y del Coeficiente de Agresividad Media (CAM).

Si la ley de fatiga de los materiales tratados con ligantes hidráulicos se puede representar generalmente por la expresión:

$$\sigma/\sigma_0 = 1 + \beta \text{Log}N \quad (16)$$

Ésta se aproxima por comodidad a una expresión de la forma:

$$\sigma_t = AN^b \quad (17)$$

Cuando se realiza un ajuste para los valores de  $10^5$  y  $10^7$  ciclos,  $\beta$  y  $b$  están relacionados por la fórmula:

$$b = -0,5 \text{Log}[(1 + 5\beta)/(1 + 7\beta)] \quad (18)$$

Con esta aproximación  $\sigma_t(N)$ , se puede representar en la fórmula:

$$\sigma_t(N) = (1 + 6\beta) (N/10^6)^b \sigma_0 \quad (19)$$

Cuando la calzada está dimensionada para un tráfico acumulado fuera del intervalo comprendido entre  $[10^5, 10^7]$  ciclos, el ajuste de la ley de fatiga debe hacerse en consecuencia:

$k_r$  = coeficiente que ajusta el valor del esfuerzo admisible al riesgo de cálculo retenido en la función de los factores de dispersión, sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad (20)$$

$u$ : variable centrada reducida, asociada al riesgo  $r$

$b$ : pendiente de la ley de fatiga del material (ley bilogarítmica)

$\delta$ : desviación típica de la distribución del  $\log N$  a la ruptura

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left( \frac{c}{b} \right)^2} \quad (21)$$

$c$ : coeficiente que relaciona la variación del esfuerzo con la variación aleatoria del espesor de la calzada,  $\Delta h$ , ( $\text{Log} \delta = \text{Log} \delta_0 - c \Delta h$ ). En las estructuras corrientes es del orden de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$

Para un riesgo de cálculo del 50%,  $u = 0$  y  $k_r = 1$

$k_d$  es un coeficiente que se introduce para tener en cuenta el efecto de las discontinuidades en la capa de base, el cual toma los siguientes valores:

- 1/1,25 para las gravas tratadas y para el concreto compactado
- 1 para las gravas tratadas

$k_c$  es un coeficiente de ajuste para los resultados del modelo de cálculo y los observados en las calzadas del mismo tipo. Para las calzadas tratadas con ligantes hidráulicos, los valores retenidos según la naturaleza del material se ilustran en el siguiente cuadro:

**Tabla 1.12**  
Valor del coeficiente  $k_c$

Material	$k_c$
Grava cemento	1,4
Grava con ligantes especiales	
Otros	1,5

$k_s$  es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la resistencia de las rigideces que soporta las capas ligadas.

### **Ejemplo de dimensionamiento. Caso de una grava cemento**

#### **Datos**

- Tránsito

MJA = 475 vehículos pesados por día, con una tasa de crecimiento geométrico de 7% por año.

Vida útil: 20 años.

Tráfico acumulado por carril de diseño  $N = 7,11 \times 10^6$

Coefficiente de Agresividad Media del tráfico.

- Capa de grava cemento CAM = 1,3 (tabla B.16)

- Suelo de la subrasante CAM = 1

• Número de ejes equivalentes

Capa de grava cemento NE =  $9,24 \times 10^6$

Suelo de subrasante NE =  $7,11 \times 10^6$

• Riesgo de cálculo  $r = 5\%$  (tabla B.17)

• Capa de rodadura

Para este tráfico, la capa de rodadura se toma en concreto bituminoso en 8 cm de espesor (tabla B.21).

• Subrasante soporte

Módulo elástico  $E = 50 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,35$

• Características mecánicas de los materiales

La temperatura equivalente para el ejemplo es de  $15^\circ\text{C}$ , para una frecuencia de 10 Hz.

**Tabla 1.13**  
Características mecánicas de los materiales (anexo B, capítulo 1)

	E MPa	$\nu$	$\sigma_6$ o $\epsilon_6$	b	SN
Grava cemento (ver tabla)	23.000	0,25	0,75 MPa	-1/15	1
BB	5.400	0,35	$150 \times 10^{-6}$	-0,2	0,25

El concreto bituminoso de la capa de rodadura está pegado a la capa de base y se solicita con presión, por lo que resulta inútil verificar su comportamiento en fatiga.

- Condiciones de realización
- Interfaces
  - Capa de rodadura
  - Capas de base pegada - capa de base subbase. No se puede garantizar que las dos capas estén pegadas, por lo se tomará el promedio entre la situación extrema pegada y despegada.
  - Capa de subbase y soporte pegada
- Dispersión sobre los espesores de las capas de grava cemento

(tabla B.6)

$$Sh_{GC} = 3 \text{ cm}$$

- Datos de calibración

(tabla B.6)

$$\text{Grava cemento } k_c = 1,4$$

- Valores límites admisibles

Deformación vertical  $\epsilon_{z,ad}$  del suelo

$$\epsilon_{z,ad} = 0,012 (NE)^{-0,222}$$

$$\epsilon_{z,ad} = 361 \times 10^{-6}$$

Esfuerzo horizontal  $\sigma_{t,ad}$  de grava cemento

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

$$\sigma_t (NE) = \sigma_6 (NE/10^6)^{1/5}$$

$$= 0,75 (9,243 \cdot 10^6 / 10^6)^{1/5}$$

$$= 0,647 \text{ MPa}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

$$\text{Riesgo } r = 5\% \quad (\text{tabla B.17})$$

$$u = 1,645 \quad (\text{tabla B.18})$$

$$b = -1/15 \quad (\text{tabla B.6})$$

$$c = 0,02 \text{ cm}^{-1}$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 1,345$$

$$k_r = 10^{-0,147} = 0,712$$

$$k_c = 1,4 \quad (\text{tabla B.6})$$

- Capas de base

$$\begin{aligned} \sigma_{t,ad} &= \sigma_t (NE) k_r \cdot k_c \\ &= 0,64 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Capa de subbase

$$k_s = 1/1,1 \quad (\text{tabla B.24})$$

$$\sigma_{t,ad} = 0,59 \text{ MPa}$$

**Tabla 1.14**  
Recapitulación de valores admisibles

Grava cemento $\sigma_{t,ad}$	Suelo
Base: 0,64 MPa	$361 \times 10^{-6}$
Subbase 0,59 MPa	

- Cálculo de esfuerzos y deformaciones

#### Datos tecnológicos

El espesor mínimo de las capas de grava cemento es de 15 cm y el espesor máximo es de 35 cm.

#### Estudio preliminar

Se examina inicialmente si una sola capa tratada con ligante hidráulico puede tener el espesor de 35 cm.

Se obtiene que  $\sigma_t = 0,62 \text{ Mpa}$ , por lo que se necesita buscar una estructura que tenga dos capas hidráulicas.

#### Estudio paramétrico

El espesor en la capa de la fundación se fija *a priori* en 20 cm, lo que hace variar el espesor de la capa de base. La segunda condición es que el espesor de la capa de base sea al menos igual al de la capa de la subbase, lo cual lleva a mantener un espesor mínimo de 20 cm para la capa de base. Los resultados aparecen en la siguiente tabla:

**Tabla 1.15**  
Cálculo de esfuerzos en una estructura de grava cemento

Interfaz B/F	Estructura 8/20/20			Estructura 8/22/20		
	D*	C*	m*	D*	C*	m*
$\sigma_1$ base (MPa)	0,90	0,05	0,48	0,85	0,06	0,46
$\sigma_1$ subbase (MPa)	0,74	0,51	0,63	0,66	0,47	0,57
$\epsilon_2$ suelo ( $10^{-6}$ )	136	69		124	63	

\* D: no pegada C: pegada m: (D + C)/2 medida de D y C.

### Caso de una calzada en grava - cenizas volantes - cal

#### Datos

- Tránsito

Tráfico con una tasa de crecimiento geométrico de 7% anual.

MJA = 87

Período de diseño: 20 años.

Tráfico acumulado por carril  $N = 1,3 \times 10^6$

Coefficiente de Agresividad Media del tráfico (tabla B.16).

- Capas de grava - cenizas volantes CAM = 1,3

- Subrasante CAM = 1

- Número de ejes equivalentes

- Capa de grava-cenizas volantes NE =  $1,69 \times 10^6$

- Suelo soporte NE =  $1,3 \times 10^6$

- Riesgo de cálculo

(tabla B.17).

$r = 12\%$

- Capa de rodadura

Con un tráfico  $N = 1,3 \times 10^6$ , la capa de rodadura es un concreto bituminoso de 6 cm de espesor (tabla B.7)

- Soporte

$$E = 20 \text{ MPa} \quad \nu = 0,35$$

- Condiciones de interfaz

- Capa de base - capa de subbase despegadas.

- Capa de fundación - subrasante.

- Dispersión sobre los espesores en las capas de grava - cenizas

(tabla B.6)

$$Sh_{GCV} = 3 \text{ cm}$$

- Datos de ajuste

(tabla B.6)

$$\text{Grava - cenizas } k_c = 1,5$$

- Valores límites admisibles

- Deformación vertical del suelo

$$\epsilon_{z,ad} = 0,012 (1,3 \times 10^6)^{-0,222}$$

$$\epsilon_{z,ad} = 527 \times 10^{-6}$$

- Características mecánicas de los materiales

La temperatura equivalente retenida para el ejemplo es de 15 °C y se utiliza una frecuencia de 10 Hz.

**Tabla 1.16**  
Características de los materiales

	E MPa	$\nu$	$\sigma_s$ o $\epsilon_s$	b	SN
Grava-cenizas	30.000	0,25	1,40 MPa	-1/16	1
BB	5.400	0,35	150 $10^{-6}$	-0,2	0,25

El concreto bituminoso de la capa de rodadura está pegado a la capa de base, por lo que los esfuerzos se dan en compresión. Debido a esto no se puede verificar el comportamiento en fatiga.

Gravas - cenizas volantes - cal. Esfuerzo horizontal  $\sigma_{t,ad}$

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s \cdot k_d$$

$$\begin{aligned}\sigma_t(NE) &= \sigma_6(NE/10^6)^p \\ &= 1,40(1,69 \cdot 10^6/10^6)^{-1/16} \\ &= 1,35 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

$$\text{riesgo } r = 12\% \quad (\text{tabla B.17})$$

$$u = -1,175 \quad (\text{tabla B.18})$$

$$b = -1/16 \quad (\text{tabla B.6})$$

$$c = 0,02 \text{ cm}^{-1}$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 1,386$$

- Dimensionamiento

La condición  $\sigma_t < \sigma_{t,ad} = 0,58 \text{ MPa}$  para la capa de subbase conduce a obtener un espesor de 22 cm para la capa de base con capas de subbase de 20 cm.

- Condiciones de realización

Interfaces.

- Capa de rodadura - capa de base pegadas.

$$k_r = 10^{-0,147} = 0,79$$

$$k_c = 1,5$$

- Capa de base

$$k_d = 1/1,25 \quad (\text{tabla B.20})$$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_{t,ad} &= \sigma_t(NE)k_r \cdot k_c \cdot k_d \\ &= 1,28 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- Capa de subbase

$$k_s = 1/1,2 \quad (\text{tabla B.20})$$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_{t,ad} &= \sigma_t(NE)k_r \cdot k_c \cdot k_d \\ &= 1,33 \text{ MPa}\end{aligned}$$

**Tabla 1.17**  
Recapitulación de valores admisibles

Grava-ceniza volante $\sigma_{t,ad}$	Suelo
Base: 1,28 MPa Subbase: 1,33 MPa	$530 \times 10^{-6}$

- Cálculo de esfuerzos y deformaciones.
- Datos de construcción

El espesor mínimo de las capas de gravas - cenizas volantes - cal es de 15 cm y el espesor máximo es de 35 cm.

- Estudio paramétrico

El espesor mínimo de capas de subbase es de 15 cm y el espesor de la capa de base será al menos igual al de la subbase. Los datos se encuentran a continuación:

**Tabla 1.18**  
Cálculo de las solicitaciones en la estructura  
gravas-cenizas volantes-cal

Estructura	6/18/18	6/19/19
$\sigma_t$ , base (MPa)	1,32	1,22
$\sigma_t$ , subbase (MPa)	1,16	1,07
$\varepsilon_z$ , suelo ( $10^{-6}$ )	201	184

- Dimensionamiento

La condición  $\sigma_t < \sigma_{t,ad} = 1,28$  MPa sobre la capa de la base conduce a un espesor de 19 cm para esta capa y de 19 cm para la subbase.

### Calzadas con estructura mixta

El objetivo que se persigue con estas estructuras es impedir el ascenso de fisuras a la superficie durante la vida útil. Para ello se debe tener un valor mínimo del espesor de los materiales bituminosos con respecto al espesor total. Este espesor de material bituminoso permite limitar la incidencia de los defectos de la transferencia de carga a lo largo de las fisuras que se presentan en los materiales tratados con ligantes hidráulicos.

El valor  $k$  depende de la relación de módulos de materiales hidrocarbonados y de los materiales tratados con los ligantes hidráulicos, al

igual que de la duración de vida. Para una duración de 20 años los valores  $k$  retenidos para las estructuras con capa de base en grava asfáltica son del orden de 0,5. Si no se verifica esta condición sobre  $k$ , la estructura de la calzada debe justificarse como una calzada con capas tratadas con ligantes hidráulicos.

**Modelación de la estructura de la calzada**

La estructura se representa por un modelo multicapas elástico. En la puesta en servicio, la condición de liga entre las capas es que estén pegadas (continuidad de desplazamientos con las interfaces). Las deformaciones en la capa bituminosa deben ser pequeñas, ya que los materiales de la subbase son los más solicitados. Después de un cierto tiempo esta capa de materiales tratados con ligantes hidráulicos se dañará por fatiga. En la interfaz de los materiales bituminosos y los materiales hidráulicos se produce un desplazamiento. Si el módulo de la fundación en los materiales hidráulicos cae, se tiene para el dimensionamiento un valor residual igual a la quinta parte del módulo inicial. A partir de este estado la capa de materiales bituminosos empieza a dañarse por fatiga, mientras que en la capa de fundación la evolución es muy pequeña.

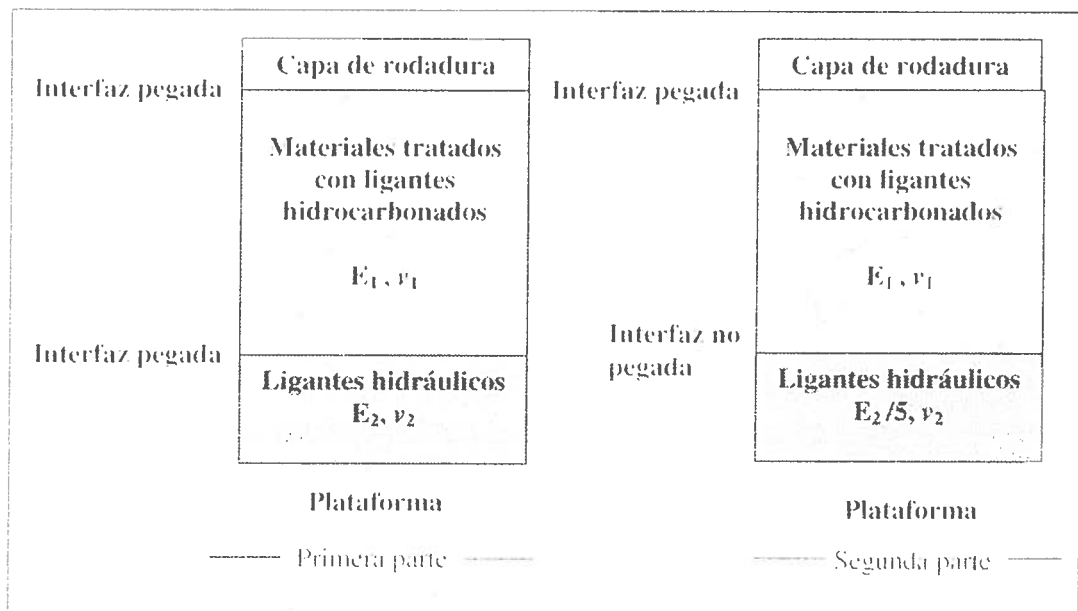


Figura 1.1 Esquema de la estructura mixta.

**Crterios requeridos para el dimensionamiento**

Las calzadas con estructura mixta se verifican en los siguientes puntos:

- En la ruptura por fatiga en la base de las capas bituminosas y en la capa tratada con ligantes hidráulicos.

- En la deformación del soporte.

Los criterios que hay que verificar son:

- Que la deformación  $\varepsilon_t$  en la base de las capas bituminosas sea inferior al valor admisible.
- Que los esfuerzos de tracción  $\sigma_t$  en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos permanezcan inferiores a un valor admisible.
- Que la deformación vertical  $\varepsilon_z$  en la superficie de la subrasante sea inferior al valor límite.

Se verifica que se satisfaga la condición del valor  $k$  de la relación de espesores de las capas.

- Determinación de la deformación admisible  $\varepsilon_{t,ad}$  en la base de las capas bituminosas

El valor de  $\varepsilon_{t,ad}$  está dado por la relación:

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_c$$

donde  $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ ,  $k_r$  y  $k_c$  tienen las mismas definiciones que las dadas para las carpetas bituminosas.

El número de cargas equivalentes (NE) se obtiene del NE soportado por las capas bituminosas con un Coeficiente de Agresividad Media (CAM) = 0,8, el cual es igual al que se ha tomado para el ejemplo de las carpetas asfálticas.

- Determinación del esfuerzo de tracción  $\sigma_{t,ad}$  admisible en la base de capas tratadas con materiales hidráulicos.

El valor de  $\sigma_{t,ad}$  para NE cargas está dado por la relación:

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

Donde  $\sigma_t(NE)$ ,  $k_r$ ,  $k_c$  y  $k_s$  tienen las mismas definiciones que aquellas que se tienen para las capas tratadas con ligantes hidráulicos.

El valor del número de cargas equivalentes NE se obtiene igual que como para las capas tratadas con ligantes hidráulicos pero con un coeficiente de Agresividad Media (CAM) = 1,3 (tabla B.16).

- Escogencia de valores de riesgo para el cálculo de calzadas con estructura mixta.

En los casos de estructuras mixtas concebidas tal como se indicó anteriormente, se considera:

- Que las degradaciones estructurales observadas en la superficie de la capa de rodadura resultan del deterioro por fatiga de la capa bituminosa y de la transmisión de las disgregaciones por fatiga de la capa de fundación tratada con ligantes hidráulicos.
- Que el desarrollo de estas dos causas de degradación se efectúa independientemente (al menos en los primeros tiempos).
- Que existe un cierto tiempo entre el comienzo de la degradación de la capa del material tratado con ligantes hidráulicos y la aparición de las degradaciones asociadas en la superficie de la capa bituminosa.

Para la capa bituminosa se puede llamar  $r_1$  el riesgo de cálculo, y se tiene el mismo valor que el tomado para las estructuras bituminosas.

- Para las capas de material tratado con ligantes hidráulicos, se toma como riesgo de cálculo  $r_2$  un valor superior a aquel que se ha tomado para las estructuras con capas tratadas con ligantes hidráulicos, o sea en función del tráfico.

**Tabla 1.19**  
Valores de riesgo según el tráfico

Clase de tráfico	$T_5$	$T_4$	$T_3$	$T_2$
Riesgo $r_2$ (%)	3	10	20	35

**Ejemplo de dimensionamiento de una calzada con estructura mixta grava bituminosa-grava escoria granular**

- Tránsito

Vehículos pesados: 475 sobre la vía lenta y por sentido en el año de la puesta en servicio, con una tasa de crecimiento geométrica de 7% por año.

Período de diseño: 20 años.

Tráfico acumulado en el carril  $N = 7,11 \times 10^6$

- Coeficiente de Agresividad Media del tráfico

(tabla B.16)

Para la grava bituminosa CAM = 0,8

Para la grava escoria CAM = 1,3

- Número de ejes equivalentes

Para la grava bituminosa NE =  $5,69 \times 10^6$

Para la grava escoria NE =  $9,24 \times 10^6$ .

- Riesgo

Con este tráfico para las dos capas de materiales, se toma:  
(tabla B.17)

Materiales bituminosos  $r_1 = 5\%$

grava escoria  $r_2 = 10\%$

- Capa de superficie

Con este tráfico, correspondiente a la capa de rodadura, se toma un concreto bituminoso de 8 cm de espesor.

- Plataforma de soporte

$E = 50 \text{ MPa}$   $\nu = 0,35$ .

- Características mecánicas de los materiales

#### *Materiales bituminosos*

La temperatura equivalente de los materiales bituminosos es  $15^\circ\text{C}$ .

**Tabla 1.20**  
Características de los materiales bituminosos

	$E(10^\circ\text{C}, 10 \text{ Hz})$	$E(15^\circ\text{C}, 10 \text{ Hz})$	$\epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25 \text{ Hz})$	$b$	SN
GB clase 3	12.300	9.300	$90 \times 10^{-6}$	-0,2	0,30
BB	7.200	5.400	$100 \times 10^{-6}$	-0,2	0,25

Coeficiente de Poisson  $\nu = 0,35$

Grava escoria

**Tabla 1.21**  
Características de la grava escoria

	$E_t$ (MPa)	(MPa)	b	SN
GLg	15.000	0,60	-1/12,5	1

Después de la ruptura, el módulo aparente de la grava escoria se divide por cinco, o sea 3.000 MPa.

Coefficiente de Poisson  $\nu = 0,25$ .

(capítulo 1 del anexo B)

- Condiciones de realización

Las interfaces están pegadas. Después de la ruptura de la grava escoria, la interfaz GB/GL se considerará despegada, mientras que las otras permanecen pegadas.

- Dispersiones sobre los espesores de las capas

(tabla B.5)

$$S_h \text{ BB} = 1,1 \text{ cm}$$

$$S_h \text{ GB} = \text{mín. [máx. (1; } 0,3h-2); 2,5] \text{ cm}$$

$$S_h \text{ GL} = 3 \text{ cm}$$

- Datos de corrección

(tabla B.5)

$$\text{BB } k_c = 1,1$$

$$\text{GB } k_c = 1,3$$

$$\text{GL } k_c = 1,5$$

- Cálculo de esfuerzos y deformaciones

Para una deformación  $K = 0,5$  y un espesor de la capa de rodadura de 8 cm, los espesores de grava bituminosa y de grava escoria se dan por la siguiente relación:

$$h_{GB} = H_{GL} - 8 \text{ (en cm)}$$

Los espesores se determinan a partir de los cálculos siguientes:

Hay que considerar la segunda fase de funcionamiento de la calzada, cuando la grava escoria se rompe ( $E_{GL} = 3.000 \text{ MPa}$ ) y la interfaz GL/GB está despegada. Para los espesores de la capa de fundación  $h_{GL}$  se calcula  $\sigma_t$  en la base de la grava escoria y  $\varepsilon_t$  en la base de la grava asfáltica. En la figura siguiente se presenta la curva de  $\sigma_t$  en función de  $\varepsilon_t$ , parametrada según  $h_{GL}$ .

Se debe establecer qué punto de esta curva corresponde a los valores de esfuerzo deformación admisible para estos materiales, teniendo en cuenta el tráfico. Esto se hace por aproximaciones sucesivas.

Partiendo de un valor  $\varepsilon_t$ , considerado admisible para la grava bituminosa, se determina el número de cargas equivalentes  $NE_{GB}$  asociada, que conduce a la ruptura de esta capa durante la segunda fase de funcionamiento de la calzada o cuando la capa bituminosa se solicita en tracción. De  $NE_{GB}$  se deduce el número de pesos pesados que han circulado en este período ( $N_2 = NE_{GB}/0,8$ ), en tanto que el tráfico que debe soportar en la primera fase de la vida de la calzada la grava escoria antes de romperse, se da por la siguiente fórmula:

$$NE_{GL} = 1,3 (N - N_2) \quad (22)$$

Resta por determinar el esfuerzo admisible de la grava escoria para el tráfico equivalente  $NE_{GL}$ .

Este mismo cálculo se repite para diferentes valores de  $\varepsilon_t$ , lo que permite trazar la curva  $\sigma_{t,ad}$  en función de  $\varepsilon_{t,ad}$ , cuya intersección con la primera curva conduce a los valores de espesores buscados para la grava bituminosa y la grava escoria.

En la siguiente figura se muestra, desde el punto de vista de las sollicitaciones de las capas ligadas, la solución 8 cm de BB/15 cm de GB/23 cm de GL.

*Cálculos de las sollicitaciones en la estructura para diferente espesor de la capa de fundación. Valor de sollicitaciones admisibles en grava - escoria*

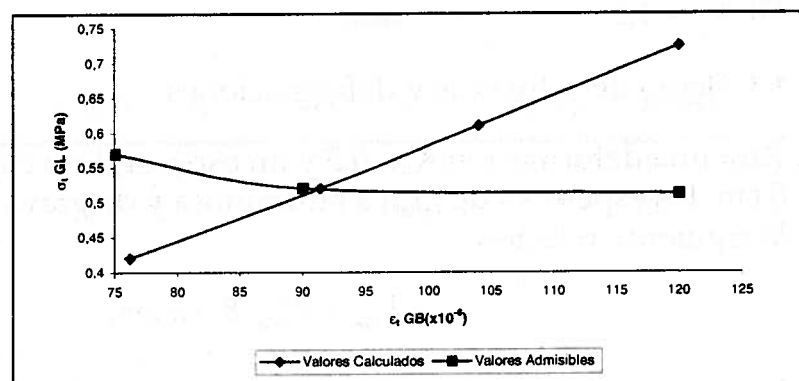


Figura 1.2 Estudio paramétrico.

- Verificación del dimensionamiento

En la tabla 1.22 se reagrupan los resultados de cálculo para la estructura 8BB/15GB/23GL.

**Tabla 1.22**  
Verificación del dimensionamiento de la estructura 8BB/15GB/23GL

Segunda fase			Primera fase		
$\varepsilon_1$ (GB)	$\varepsilon_2$ sol	N2	$\sigma_1$ (GL)	$\varepsilon_2$ Suelo	N-N2
$91 \times 10^{-6}$	$325 \times 10^{-6}$	$2,01 \times 10^6$	0,52	$103 \times 10^{-6}$	$5,10 \times 10^6$

Se verifica que la deformación del suelo soporte es admisible durante la primera fase, antes de la ruptura de la grava escoria:

$$\varepsilon_{z,ad} = 0,012(5,10 \times 10^6)^{-0,222} = 389 \times 10^{-6}$$

Durante la segunda fase, después de la ruptura de la grava escoria:

$$\varepsilon_{z,ad} = 0,012(2,01 \times 10^6)^{-0,222} = 478 \times 10^{-6}$$

Los valores de la deformación del suelo permanecen inferiores a los admisibles, durante las dos fases.

- Detalle del cálculo

Se toma por ejemplo, un valor de deformación en la grava bituminosa de:

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_c \quad (23)$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

riesgo  $r_1 = 5\%$  (tabla B.17)

$u = -1,645$  (tabla B.18)

$b = -0,2$  (tabla B.5)

$c = 0,02$  (tabla B.20)

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 0,39 \text{ (para } h_{GB} \text{ vecino de 15 cm)}$$

$$k_r = 0,744$$

- $k_c = 1,3$

- $NE_{GB} = \left[ \epsilon_{t,ad} / \left( \epsilon_6 (E_{10}/E_\theta)^{0,5} k_r \cdot k_s \right) \right]^{1/b} \times 10^6$   
 $= 1,70 \times 10^6$

- $N2 = NE_{GB}/0,8 = 2,13 \times 10^6$

- Para la grava escoria:

- $NE_{GL} = 1,3(N - N2) = 6,47 \times 10^6$

- $\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE_{GL}) k_r \cdot k_c \cdot k_s$

- $k_r = 10^{-ub\delta}$

riesgo  $r_2 = 10\%$  (tabla B.17)

$u = -1,285$  (tabla B.18)

$b = -1/12,5$  (tabla B.6)

$c = 0,02$  (tabla B.20)

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 1,250$$

- $k_r = 0,744$

- $k_c = 1,5$

- $k_s = 1/1,1$

- $\sigma_{t,ad} = 0,6(6,47 \times 10^6 / 10^6)^{-1/12,5} \times 0,744 \times 1,5/1,1$

$$\sigma_{t,ad} = 0,52 \text{ MPa}$$

## Calzadas con estructura inversa

### Modelación de la estructura de calzada

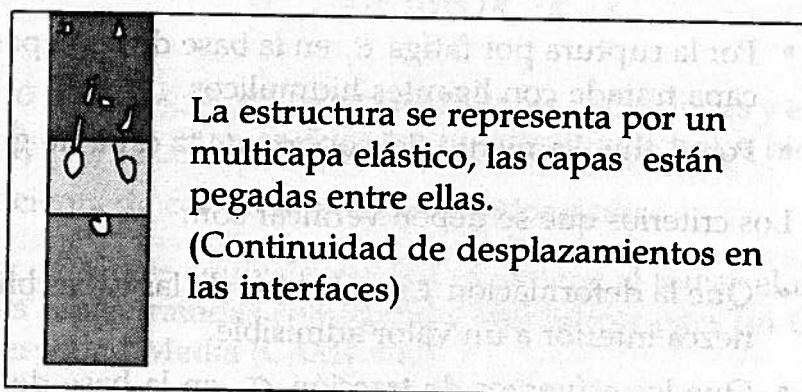


Figura 1.3 Modelación de la estructura.

Cuando no se tienen los valores para un estudio específico, el módulo de Young de la capa de grava reconstituida humidificada se toma igual a 480 MPa.

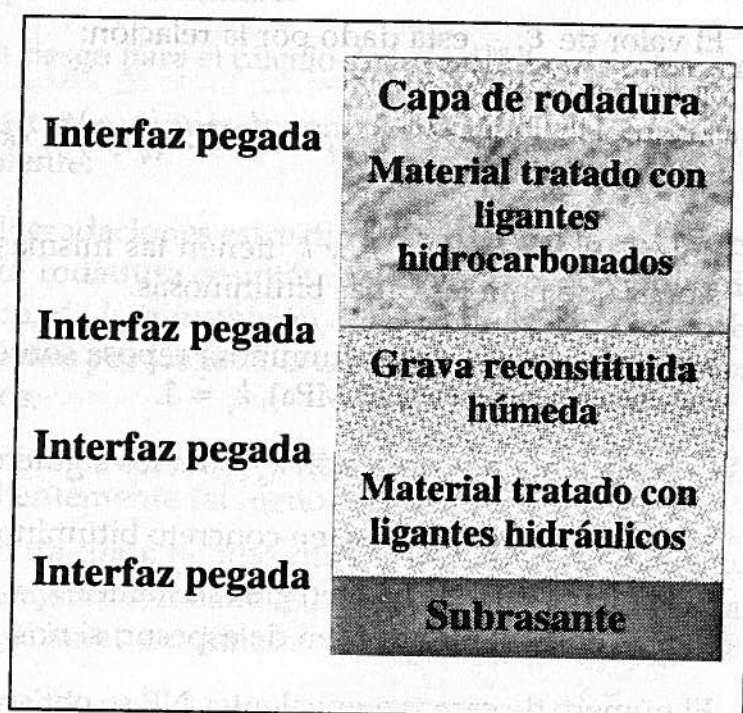


Figura 1.4 Esquema de una estructura inversa.

- Criterios requeridos para el dimensionamiento

Las calzadas con estructura inversa se verifican en el cálculo así:

- Por la ruptura por fatiga  $\varepsilon_f$  en la base de las capas bituminosas y la capa tratada con ligantes hidráulicos.
- Por el ahuellamiento del soporte de la capa de grava no tratada.

Los criterios que se deben verificar son:

- Que la deformación  $\varepsilon_f$  en la base de las capas bituminosas permanezca inferior a un valor admisible.
- Que los esfuerzos de tracción  $\sigma_f$  en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos permanezca inferior a un valor admisible.
- Que las deformaciones verticales  $\varepsilon_z$  en la superficie de la capa GRH y del suelo soporte sean inferiores a los valores límites.
- Determinación de la deformación admisible  $\varepsilon_{t,ad}$  en la base de las capas bituminosas.

El valor de  $\varepsilon_{t,ad}$  está dado por la relación:

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_c \quad (24)$$

donde  $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ ,  $k_r$  y  $k_c$  tienen las mismas definiciones y expresiones que para las capas bituminosas.

Se precisa que la capa bituminosa reposa sobre una capa de GRH de módulo elevado ( $> 120$  MPa),  $k_s = 1$ .

El coeficiente de corrección  $k_c$  toma los siguientes valores:

- Para una capa de base en concreto bituminoso,  $k_c = 1$ .
- Para una capa de base en grava asfáltica,  $k_c = 1,3$ , si la capa de superficie es de al menos 4 cm de espesor; si no  $k_c = 1,1$ .

El número de cargas equivalentes NE se obtiene al tomar para la capa bituminosa un Coeficiente de Agresividad Media (CAM) = 0,8.

- Determinación del esfuerzo de tracción  $\sigma_{t,ad}$  en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos

El valor de  $\sigma_{t,ad}$  está dado por la relación:

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s \quad (25)$$

donde  $\sigma_t(NE)$ ,  $k_r$ ,  $k_c$  y  $k_s$  tienen las mismas definiciones y expresiones que se han dado para las calzadas tratadas con ligantes hidráulicos.

El coeficiente de corrección toma un valor dado.

El valor de cargas equivalentes NE se obtiene al tomar el mismo que el de las capas tratadas con ligantes hidráulicos para un Coeficiente de Agresividad Media (CAM) = 1,3.

- Determinación de la deformación vertical admisible  $\epsilon_{z,ad}$  del suelo soporte y de la capa de grava reconstituida y humidificada

Dado el pequeño espesor de la capa intermedia de grava reconstituida y humidificada, y de su calidad, se admite que el nivel de esta capa tiene una deformación vertical límite  $\epsilon_{z,ad}$  (GRH) superior al 20% de la retenida para la subrasante.

- Valores de riesgo para el cálculo de las calzadas de estructura inversa

Entre las estructuras inversas concebidas tal como se indica, se considera lo siguiente:

- Que las degradaciones estructurales observadas en la superficie de la capa de rodadura resultan del deterioro por fatiga de la capa bituminosa, de la transmisión a través de la capa de GRH y de las degradaciones por fatiga de la capa de fundación tratada con ligantes hidráulicos.
- Que el desarrollo de estas dos causas de degradación se efectúan independientemente (al menos en las primeras etapas).
- Que existe un cierto tiempo entre la iniciación de la degradación de la capa de material tratado con ligante hidráulico y la aparición de las degradaciones asociadas en la superficie de la capa bituminosa.

Esto quiere decir:

- Que para la capa bituminosa, si se llama  $r_1$  el riesgo de cálculo, se tiene el mismo valor que se ha tomado para las estructuras bituminosas.
- Que para la capa de material tratado con ligantes hidráulicos, se tendrá como riesgo de cálculo  $r_2$  un valor doble de aquel que se ha tomado para las estructuras con capas tratadas con ligantes hidráulicos.

### *Elementos para el predimensionamiento*

De los estudios paramétricos hechos sobre las estructuras inversas, se tiene que:

- El esfuerzo de tracción en la grava cemento está en relación directa con el espesor total del cuerpo de la calzada. Al considerar en una primera aproximación que 1 cm de grava asfáltica (GB) es equivalente a 1 cm de grava cemento (GC), se puede determinar el orden de magnitud del espesor total del material tratado.
- La condición sobre el ahuellamiento del suelo soporte siempre se debe respetar.

La condición sobre la deformación vertical de la capa de grava reconstituida y humidificada fija en general el espesor de la capa bituminosa, el cual depende de la deformación y muy poco del espesor del material tratado con ligantes hidráulicos.

El criterio de deformación límite en la capa bituminosa se satisface cuando la condición precedente sobre la GRH está verificada.

### ***Ejemplo de dimensionamiento. Caso de una estructura inversa con fundación en grava escoria***

#### *Datos*

- Tránsito

Tránsito  $T_3$  con una tasa de crecimiento geométrico de 7 % por año

Duración inicial: 20 años

Tránsito acumulado por carril  $N = 2,99 \times 10^6$

Coefficiente de Agresividad Media del tráfico:

- Para la grava bituminosa CAM = 0,8
- Para la grava escoria CAM = 1,3
- Número de ejes equivalentes

Para la grava bituminosa NE =  $2,39 \times 10^6$

Para la grava escoria NE =  $3,89 \times 10^6$

- Riesgo de cálculo

Con tráfico  $T_3$  para las dos capas de materiales ligados:

- Materiales bituminosos  $r_1 = 12\%$
- Grava escoria  $r_2 = 15\%$

- Capa de rodadura

Con un tráfico  $T_3$ , la capa de rodadura obtenida en la primera aproximación es de 6 cm de espesor.

- Subrasante

$E = 50 \text{ MPa}$

#### Características mecánicas de los materiales

- Materiales bituminosos

La temperatura equivalente de los materiales bituminosos es de  $15^\circ\text{C}$  para el ejemplo.

Los ensayos de laboratorio han dado los siguientes valores.

**Tabla 1.23**  
Características de los materiales bituminosos

	$E(10^\circ\text{C}, 10 \text{ Hz})$ (MPa)	$E(15^\circ\text{C}, 10 \text{ Hz})$ (MPa)	$\epsilon_6(10^\circ\text{C}, 2,5 \text{ Hz})$	b	SN
<b>GB clase 3</b>	12.300	9.300	$90 \times 10^{-6}$	-0,2	0,30
<b>BB</b>	7.200	5.400			

Coefficiente de Poisson  $\nu = 0,35$

- Grava escoria activada

**Tabla 1.24**  
Características de la grava escoria activada

	$E_t$ (MPa)	$\sigma_6$ (MPa)	b	SN
GLp	20.000	0,70	-1/13,7	1

Coefficiente de Poisson  $\nu = 0,25$

- Grava reconstituida húmeda

$$E = 480 \text{ MPa}$$

$$\text{Coeficiente de Poisson } \nu = 0,35$$

- Condiciones de realización

Las interfaces están pegadas.

- Dispersión sobre los espesores de capas

**Tabla 1.25**  
Dispersión de los espesores

	BB	GB	GL
Sh	1	Mín.[máx.(1;0,3h-2);2,5]	3

- Datos de corrección

**Tabla 1.26**  
Datos de corrección

	BB	GB	GL
$k_c$	1,1	1,3	1,5

- Valores límites admisibles

Deformación vertical  $\varepsilon_{z,ad}$  de materiales no tratados

$$\text{Suelo } \varepsilon_{z,ad} (\text{sol}) = 0,012(\text{NE})^{0,222} = 438 \times 10^{-6}$$

$$\text{Grava } \varepsilon_{z,ad} (\text{GRH}) = 1,2 \varepsilon_z \text{ suelo} = 526 \times 10^{-6}$$

Deformación horizontal  $\varepsilon_{t,ad}$  de grava bituminosa

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(\text{NE}, \theta_{eq}, f) k_c \cdot k_r \cdot k_s$$

$$\begin{aligned} \varepsilon(\text{NE}, \theta_{eq}, f) &= 90 \times 10^{-6} (12.300/9.300)^{0,5} (2,39 \times 10^6/10^6)^{-0,2} \\ &= 87 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

riesgo  $r = 12\%$

$$u = -1,175$$

$$C = 0,02, b = -0,2$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 0,316, \text{ si } h_{CB} \leq 10 \text{ cm}$$

$$k_r = 10^{-0,074} = 0,843$$

$$k_c = 1,3$$

$$k_s = 1$$

$$\mathcal{E}_{t,ad} = 95 \times 10^{-6}$$

• Esfuerzo horizontal de grava escoria

$$\begin{aligned} \sigma_r(NE) &= \sigma_s(NE/10^6)^b \\ &= 0,70 (3,89 \times 10^6/10^6)^{-1/13,7} \\ &= 0,63 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

riesgo = 15%

$$u = -1,036$$

$$b = -1/13,7$$

$$c = 0,02$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = 1,294$$

$$k_r = 0,798$$

$$k_c = 1,5$$

$$k_s = 1/1,1$$

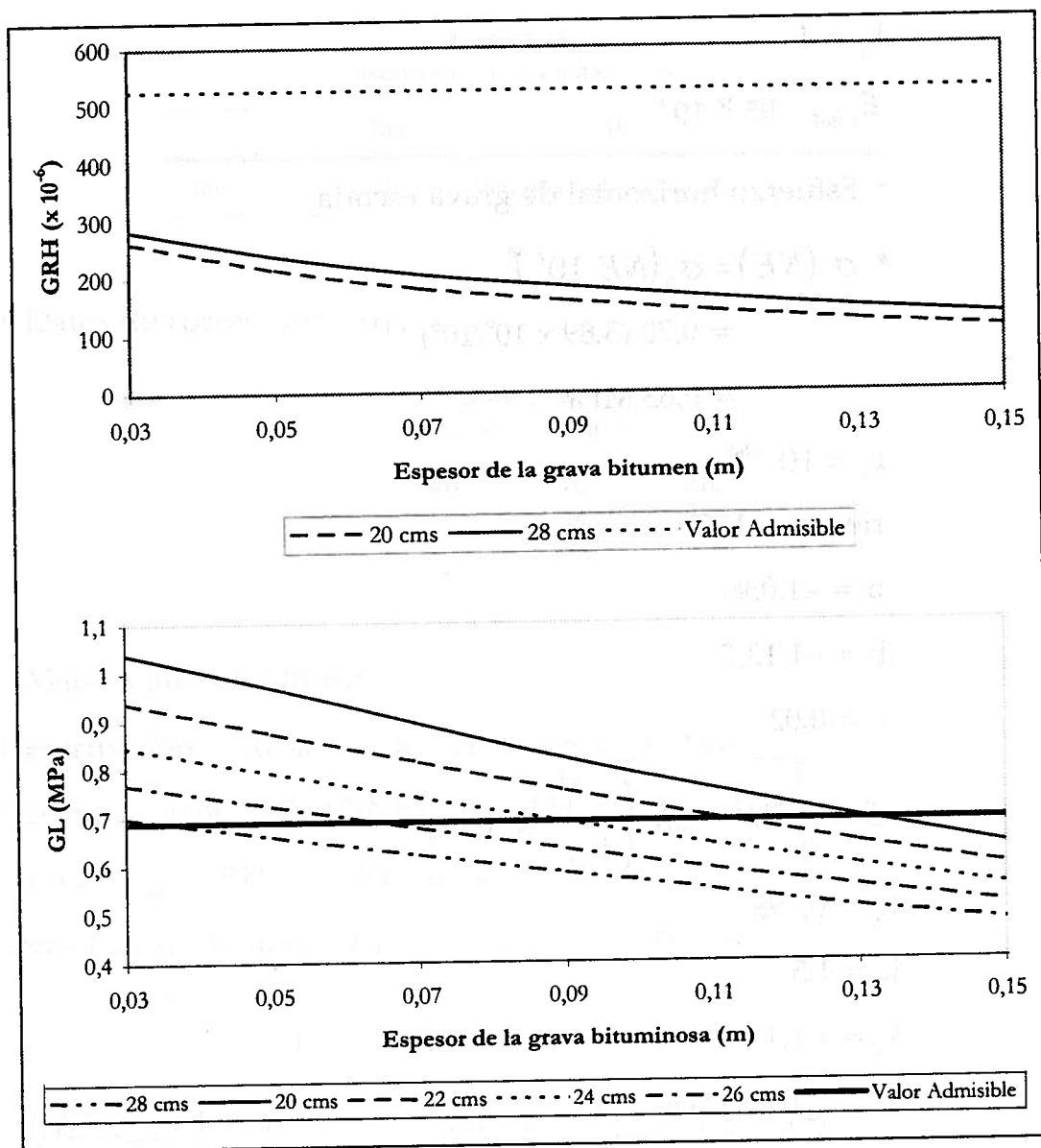
$$\sigma_{t,ad} = 0,69 \text{ MPa}$$

• Estudio paramétrico

El espesor del concreto bituminoso se fija en 6 cm. Del espesor de la GRH a 12 cm quedan dos variables: el espesor de la grava bituminosa  $h_{GB}$  y el de la grava escoria  $h_{GL}$ .

Los resultados de los cálculos efectuados para diferentes valores de  $h_{GB}$  y  $h_{GL}$  se presentan en forma de ábacos.

En la figura se presenta la variación de la deformación  $\epsilon_{z GRH}$  en función del espesor de la grava bituminosa para los diferentes espesores de la capa de grava escoria.



En la figura se muestra que el valor de la deformación vertical de la GRH depende muy poco del espesor de la grava escoria. El criterio

sobre  $\epsilon_z$  (GRH) se satisface para un espesor de grava bituminosa superior a 3 cm. Para la GRH, desde el punto de vista de la puesta en obra, se tendrá un valor mínimo de  $h_{GB} = 10$  cm. Igualmente, en la figura se aprecia que el criterio sobre el esfuerzo de tracción en la base de la grava escoria se respeta con un espesor mínimo de 24 cm.

- Verificación

Con la estructura 6BB/10GB/12GRH/24GL, el cálculo se da en la tabla siguiente, por comparación con los valores admisibles calculados anteriormente; se nota que la estructura satisface el conjunto de todos los criterios.

**Tabla 1.27**  
Valores calculados en la estructura inversa

$\epsilon_t$ (GB)	$\epsilon_z$ (GRH)	$\sigma_t$ (GL)	$\epsilon_z$ (sol)
$63 \times 10^{-6}$	$287 \times 10^{-6}$	0,67 MPa	$110 \times 10^{-6}$

- Caso de una estructura inversa sobre una subrasante tratada con ligantes hidráulicos

Aquí se presenta el caso de una subrasante cuya capacidad portante a largo plazo será la de una PF4, obtenida por la realización de una capa tratada con ligantes hidráulicos; en este ejemplo se examina que en el dimensionamiento de este cuerpo de la calzada, aparte de asegurar que las sollicitaciones inducidas en la base de la capa de forma son admisibles, se tiene igualmente en cuenta que las características mecánicas se controlan en el sitio sobre esta capa y sobre la subrasante.

*Datos*

- Tránsito

Tráfico  $T_s$  con una tasa de crecimiento geométrico de 4% por año.

Vida útil = 15 años.

Tráfico acumulado por carril  $N = 8,77 \times 10^6$

Coefficiente de Agresividad Media del tráfico (CAM)

Para la grava bituminosa = 0,8

Para la GRH = 1

- Número de ejes equivalentes

Para la grava bituminosa  $NE = 7 \times 10^6$

Para la GRH CAM  $= 8,77 \times 10^6$

- Riesgo de cálculo

Con un tráfico  $T_5$  para los materiales bituminosos  $r = 2\%$

- Capa de rodadura

La capa de rodadura estimada en la primera aproximación es un concreto bituminoso de 7 cm de espesor.

- Subrasante

$E = 200 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,35$

- Características mecánicas de los materiales

#### Materiales bituminosos

La temperatura equivalente de materiales bituminosos para el ejemplo es de  $15^\circ\text{C}$ .

En este ejemplo, el concreto bituminoso cumple con las exigencias mínimas exigidas para los BB; la grava bituminosa empleada aquí tiene características en fatiga superiores, dependiendo de la riqueza en ligante; los ensayos de laboratorio son los siguientes.

**Tabla 1.28**  
Características de los materiales bituminosos

	E ( $10^\circ\text{C}$ , 10 Hz) (MPa)	E ( $15^\circ\text{C}$ , 10 Hz) (MPa)	$\epsilon_g$ ( $10^\circ\text{C}$ , 25 Hz)	b	SN
<b>GB</b>	12.300	9.300	$100 \times 10^6$	-0,2	0,30
<b>BB</b>	7.200	5.400			

Coefficiente de Poisson  $\nu = 0,35$

- Grava reconstituida húmeda

$E = 480 \text{ MPa}$

Coefficiente de Poisson  $\nu = 0,35$

- Condiciones de realización

Las interfaces están pegadas.

Se supone que las condiciones de ejecución permiten obtener, para el espesor de la capa bituminosa, una dispersión  $S_h = 1,5$  cm.

- Datos de calibración

Para la grava bituminosa  $k_c = 1,3$

- Valores límites admisibles

Deformación vertical  $\varepsilon_{z,ad}$  de materiales no tratados

$$\text{Grava } \varepsilon_{z,ad} \text{ (GRH)} = 1,2 \times 0,012(\text{NE})^{-0,222} = 414 \times 10^{-6}$$

Deformación horizontal  $\varepsilon_{t,ad}$  de grava bituminosa

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(\text{NE}, \theta_{eq}, f) k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

$$\begin{aligned} \varepsilon(\text{NE}, \theta_{eq}, f) &= 100 \times 10^{-6} (12.300/9.300)^{0,5} (7 \times 10^6/10^6)^{-0,2} \\ &= 78 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

$$\text{riesgo } r = 2\%$$

$$u = -2,054$$

$$b = -0,2$$

$$C = 0,02$$

$$\delta = \sqrt{SN^2 + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} = (0,1125)^{0,5} = 0,335$$

$$k_r = 10^{-0,138} = 0,728$$

$$k_c = 1,3$$

$$k_s = 1$$

$$\varepsilon_{t,ad} = 74 \times 10^{-6}$$

- Dimensionamiento

El espesor del concreto bituminoso se fija en 7 cm y el de la GRH en 12 cm. Falta sólo por determinar el espesor de la grava bituminosa.

Con la estructura 7BB/15GB/12GRH, se verifica por el cálculo que las deformaciones son admisibles.

$$\varepsilon_t(\text{GB}) = 74 \times 10^{-6} \leq \varepsilon_{t,ad}$$

$$\varepsilon_z(\text{GRH}) = 154 \times 10^{-6} < \varepsilon_{z,ad}$$

## Calzadas en concreto

### *Modelación de la estructura de calzada*

Los fenómenos de fraguado afectan las calzadas en concreto de cemento y originan discontinuidades: las fisuras para el concreto armado en continuo y las juntas transversales para las estructuras no armadas.

En una placa de concreto, los esfuerzos debidos al tráfico son más importantes cuando las cargas se disponen cerca de las juntas transversales, en una esquina o en el borde, que cuando están en medio de la placa.

Los gradientes térmicos causan deformaciones en la placa, sumadas a las que produce su propio peso.

Estas sollicitaciones cíclicas, de muy baja frecuencia en comparación con el tráfico, dependen de un efecto de modificación o mayoración de los esfuerzos debidos a las cargas rodantes.

Los esfuerzos bajo carga en el medio de la placa se calculan al asimilar la calzada en concreto a una estructura continua. Las discontinuidades y los efectos de gradientes térmicos se toman en cuenta mayorando los esfuerzos precedentes por un coeficiente que depende de la calidad de la transferencia de cargas entre las placas mientras dura el servicio de la calzada. Este coeficiente se determina en función de la frecuencia de los gradientes térmicos y de la acumulación de los esfuerzos debidos al tráfico.

El cálculo se efectúa sobre un multicapa elástico, con las condiciones siguientes:

- La interfaz de la capa de subrasante se considera pegada.
- La capa de base no está pegada con la del soporte para el concreto pervibrado. Las disposiciones se toman en cuenta en la puesta en

obra para desolidarizar la capa de base de su soporte (interposición de una emulsión, de una hoja de polietileno, o de una doble capa de curado cuando la fundación es en concreto pobre), con el fin de limitar la fisuración de fraguado no controlado y prevenir la remontada de las fisuras en las edades jóvenes.

La eventual capa de rodadura es un material bituminoso que se encuentra pegado a su soporte.

- Caso particular de placas sobre una capa drenante

El principio de este tipo de estructura se inventó en Francia, y sus primeras aplicaciones se remontan a calzadas de autorruta hechas en 1978. La placa reposa sobre una capa drenante en grava 6/20 de 10 cm de espesor aproximadamente en un geotextil componente cuando la capa de forma se trata con cemento.

El dimensionamiento de estas estructuras se hizo empíricamente. El espesor de la placa se escoge para asegurar que las sollicitaciones que llegan a la subrasante son límites y que éste las puede soportar.

Esto permite afirmar que el espesor de la placa es superior a aquella que se podría deducir del cálculo de esfuerzos en la placa.

Para una duración de 20 años y una tasa de crecimiento geométrico del tráfico igual al 7%, se recomiendan los siguientes espesores:

**Tabla 1.29**  
Espesor en cm de las placas en concreto sobre capa drenante

Tráfico de subrasante	PF <sub>1</sub>	PF <sub>2</sub>	PF <sub>3</sub>
T <sub>4</sub> (*)	39	37	35
T <sub>3</sub> (**)	37	35	33
T <sub>2</sub> (***)	32	30	28

(\*) Concreto de cemento clase V (\*\*) Grava - cemento clase IV (\*\*\*) Concreto pobre.

### **Crterios requeridos para el dimensionamiento**

- Estructuras con capa de fundación

Las estructuras en concreto con capa de fundación se calculan en función de la ruptura por fatiga de la capa de base y de la capa de fundación, verificando que los esfuerzos de tracción en estas capas sean inferiores a los valores admisibles.

Las deformaciones verticales en la superficie de la plataforma soporte son suficientemente pequeñas para que no sea necesario determinarlas en el diseño.

- Estructuras en concreto armado en continuo

Cuando la capa de subrasante que se trata es de muy buena calidad, la capa de fundación no es necesaria para una estructura en concreto armado en continuo. La capa de forma se toma en cuenta para el cálculo de la estructura por un estudio global de la capa de forma/calzada. Para evitar que el soporte se erosione se debe colocar como mínimo una capa de 5 cm de espesor sobre la capa de la subrasante.

- Determinación del esfuerzo de tracción admisible  $\sigma_{t,ad}$  en la capa de base en concreto

El valor de  $\sigma_{t,ad}$  está dado por la relación:

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE) k_r \cdot k_d \cdot k_c$$

$\sigma_t(NE)$ : esfuerzo para el cual la ruptura en tracción por flexión se obtiene para NE cargas.

NE: número de ejes equivalentes calculados a partir del tránsito acumulado y del Coeficiente de Agresividad media (CAM).

$$\sigma_t(NE) = \sigma_6 (NE/10^6)^b$$

- $k_r$  es un coeficiente que ajusta el valor de la deformación admisible al riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor (desviación estándar Sh) y sobre los resultados de los ensayos de fatiga (desviación estándar SN).

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

u: variable centrada reducida asociada al riesgo r

b: pendiente de la ley de fatiga del material (ley bilogarítmica)

$\delta$ : desviación estándar de la distribución del Log N a la ruptura.

$$\delta = \sqrt{SN + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2}$$

C: coeficiente que relaciona la variación de los esfuerzos con la variación aleatoria del espesor de la calzada.

$\Delta h$  ( $\log = \log \sigma_0 - c\Delta h$ ). Para las estructuras corrientes, el valor de C es de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$ .

- $k_d$  es un coeficiente de calibración introducido para tener en cuenta las discontinuidades de las estructuras de las calzadas en concreto y la incidencia de los gradientes térmicos (mayoración del esfuerzo calculado en la mitad de la placa con el modelo continuo). Los valores recomendados para tomar  $k_d$  son los siguientes:

**Tabla 1.30**  
Coeficiente  $k_d$  para las calzadas en concreto

	$k_d$
Estructuras sin pasadores y no armadas	1/1,70
Estructuras con pasadores	1/1,47
Concreto armado continuo	1/1,47

- $k_c$  es un coeficiente de corrección destinado a ajustar los resultados del modelo de cálculo con el comportamiento observado de calzadas del mismo tipo. En las calzadas en concreto, el valor actual que se toma para el coeficiente de corrección es 1,5 cuando se utilice la resistencia del concreto en tracción por flexión.
- Determinación del esfuerzo de tracción admisible  $\sigma_{t,ad}$  en la capa de fundación en un concreto pobre o con materiales tratados con ligantes hidráulicos.

El valor de  $\sigma_{t,ad}$  está dado por la relación:

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

donde  $\sigma_t(NE)$ ,  $k_r$ ,  $k_c$ ,  $k_s$  tienen las mismas definiciones que para las calzadas tratadas con ligantes hidráulicos.

- Valores de riesgo para las calzadas en concreto

Para las calzadas en concreto sobre una capa de fundación se considera que:

- En una primera fase, los desarrollos de las degradaciones en la capa de base y en la capa de fundación son independientes.

- El comportamiento de la capa de base no está influido por la degradación de la capa de fundación sino después de un cierto tiempo.

Por tanto:

- Para las estructuras sin dispositivo de transferencia de carga entre las placas, si  $r_1$  es el riesgo de cálculo retenido para la capa de base, el riesgo de cálculo retenido para la capa de fundación se toma igual a  $r_2 = 2r_1$ .
- Para las estructuras en concreto armado en continuo y concreto con pasadores, el riesgo de cálculo  $r_2$  se toma igual al 50%.
- Dimensionamiento del acero

Los aceros se aplican en todas las técnicas de construcción de placas o concreto armado continuo. Los aceros de transferencia se colocan en el sitio en las juntas con el objeto de tener la junta cerrada; la transferencia de carga se asegura por el confinamiento de los perfiles laterales con las bandas o bermas adyacentes. Su utilización es necesaria para las juntas de las placas de concreto que soporten un tráfico superior o igual a  $T_1$ . Los hierros se colocan perpendicularmente al plano formado por la junta y en la mitad del espesor de la placa.

Su longitud es al menos igual a 0,60 m.

La sección de hierros por metro de longitud está dada por la fórmula:

$$S = (f l P) / L_s$$

Con:

$f$ : coeficiente de fricción del concreto sobre el suelo de soporte. Generalmente se toma igual a 1,5.

$l$ : longitud que separa a la junta con el borde libre más próximo.

$P$ : peso del revestimiento por metro cuadrado.

$L_s$ : esfuerzo admisible en el acero. Se toma igual al 75% del límite elástico.

El diámetro del hierro se escoge a partir de la sección  $S$ , con el fin de que su separación esté comprendida entre 0,70 y 1 m.

### Pasadores para las calzadas de placas

Los separadores deben ser hierros redondos lisos, que permitirán transferencia de carga entre dos placas: éstos se localizarán paralelamente al eje de la calzada y se colocarán en la mitad de la placa.

**Tabla 1.31**  
Características de los pasadores

Espesor de la placa (cm)	Diámetro de pasadores (cm)	Longitud de pasadores (cm)	Separación de pasadores (cm)
13 a 15	2	40	30
16 a 20	2,5	45	30
21 a 28	3	45	30
29 a 40	4	50	40
41 a 50	4,5	55	45

- Armaduras longitudinales de concreto reforzado

Las armaduras longitudinales se colocan *in situ* en las estructuras armadas continuas para:

- Repartir los esfuerzos de fraguado del concreto.
- Prevenir la apertura de las fisuras.

Estas armaduras se colocan en un plano paralelo a la superficie de la calzada:

- Bajo la fibra neutra (a la mitad del espesor de la placa), en la zona que se comprime bajo las cargas rodantes.
- A más de 8 cm de la superficie de la calzada, para evitar la corrosión.

La relación  $p$  de las secciones de acero y del concreto es función de la adherencia entre los dos materiales, del grado del acero y de la resistencia a la tracción del concreto. La relación  $p$  será igual a:

$$p = 0,67(f_t/3,3)$$

$f_t$  es la resistencia media en tracción por flexión del concreto a 28 días (o 56 días, si el concreto es de fraguado lento).

El diámetro de las varillas debe estar entre 12 y 16 mm.

**Ejemplo de dimensionamiento. Calzada en concreto armado continuo sobre una fundación en concreto pobre**

**Datos**

Calzada bidireccional de 8 m de ancho, con junta longitudinal en el medio de calzada.

• Tránsito

MJA = 475 por línea diaria con una tasa de crecimiento geométrico de 7% por año.

Vida útil: 20 años.

Tránsito acumulado por carril  $N = 7,10 \times 10^6$

Coefficiente de Agresividad Media del tráfico (CAM) = 1,3

Número de ejes equivalentes (NE) =  $9,24 \times 10^6$

• Riesgo de cálculo

Capa en BAC  $r_1 = 5\%$

Capa de fundación  $r_2 = 50\%$

• Subrasante

$E = 50 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,35$

• Características mecánicas de los materiales

*Concreto*

El concreto de cemento de la capa de BAC es ( $f_t = 3,3 \text{ MPa}$ ).

El concreto pobre de capa de fundación para evitar la erodabilidad ( $f_t = 2,0 \text{ MPa}$ )

**Tabla 1.32**  
Características de los materiales

	$E \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$b$	SN
Concreto	35.000	2,15	-1/16	1
Concreto pobre	24.000	1,63	-1/15	1

Coefficiente de Poisson  $\nu = 0,25$

- Condiciones de realización

Interfaz capa de base - capa de fundación despegada.

Interfaz capa de fundación - soporte pegado.

- Dispersión sobre los espesores de capas

- $Sh = 1$  cm para la capa de base.

- $Sh = 3$  cm para la capa de fundación.

- Datos de corrección

$$k_c = 1,5$$

Aceros

Hierros de 60 cm de longitud.

Armaduras longitudinales de 16 mm de diámetro.

- Valores límites admisibles

Concreto de la capa de base (losa)

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

$$\sigma_t (NE) = 2,15 \times 9,24^{-1/16} = 1,87 \text{ MPa.}$$

$$k_r = 10^{-ub\delta}$$

Riesgo  $r = 5\%$

$$u = -1,645$$

$$b = -1/16$$

$$C = 0,02$$

$$\delta = [SN^2 + (c^2/b^2)Sh^2]^{0,5} = 1,050$$

$$k_r = 0,78$$

$$k_d = 1/1,47$$

$$k_c = 1,5$$

$$\sigma_{t,ad} = 1,49 \text{ MPa}$$

Concreto de la capa de fundación (concreto pobre)

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t (NE) k_r \cdot k_c \cdot k_s$$

$$\sigma_t (NE) = 1,63 \times 9,24^{-1/15} = 1,41 \text{ MPa.}$$

$$k_r = 1$$

$$k_c = 1,5$$

$$k_s = 1/1,1$$

$$\sigma_{t,ad} = 1,92 \text{ MPa.}$$

- Dimensionamiento de las capas de concreto

El espesor de las capas de fundación se fija *a priori* con un mínimo recomendado de 15 cm para un tráfico  $T_1$ , que tiene una vida útil de 20 años. Los esfuerzos en la capa de fundación son muy inferiores al valor admisible.

En comparación con la solución de 22 cm de la capa de base, el costo del concreto de la fundación es menor, por lo que se podría buscar una capa de fundación más gruesa que, a la vez, resulta más económica:

- 20 cm de concreto en capa de base.
- 17 cm de concreto pobre en capa de subbase.

**Tabla 1.33**  
Esfuerzos en el concreto

Espesor capa de fundación (cm)	15		16		17	
Espesor de capa de base (cm)	21	22	20	21	19	20
Esfuerzo en la base capa de base (MPa)	1,48	1,40	1,49	1,43	1,49	1,44
Esfuerzo en la base capa de fundación (MPa)	0,72	0,66	0,80	0,74	0,88	0,81

- Determinación de las armaduras

Armadura longitudinal

El porcentaje de sección de acero es igual a:

$$P = 0,67f/3,3 = 0,67\%$$

La sección de concreto es  $8 \times 0,21 \text{ m}^2$ , mientras que la sección de acero es:

$$A_s = 800 \times 21 \times 0,0067 = 112,56 \text{ cm}^2.$$

Es decir, 56 barras de  $\phi$  16 mm repartidas a lo largo de la calzada, con un espaciamiento de 15 cm.

#### Hierros de liga

La sección de acero por metro lineal de junta longitudinal es:

$$S = f l P / L_s$$

$$f = 1,5$$

$$l = 4 \text{ m}$$

$$P = 0,21 \times 2400 \times 10 = 5,04 \text{ KPa}$$

$$L_s = 300 \text{ MPa}$$

$$S = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Con el fin de respetar una distancia entre los hierros de liga entre 0,7 y 1 m, se colocan varillas de hierro de  $\phi$  10 mm cada 0,8 m.

## CÁLCULO DE LA AGRESIVIDAD DEL TRÁNSITO

En este anexo se describe el modo de cálculo de la agresividad del tráfico cuando se conoce la repartición de los vehículos pesados y los ejes que lo componen.

Los histogramas de carga por tipo de eje se determinan con la ayuda de estaciones de pesaje compuestas de sistemas de cables piezoeléctricos, asociadas con cierres electromagnéticos que permiten pesar los vehículos en marcha.

### Agresividad de un eje

La agresividad ( $A$ ) se estima en función del daño por fatiga que se ocasiona a la calzada. Ésta corresponde al daño provocado por el paso de una carga  $P$  con respecto al paso del eje estándar de referencia  $P_0$ ; la agresividad se calcula por la fórmula:

$$A = K \left( \frac{P}{P_0} \right)^\alpha$$

$K$  es un coeficiente que permite tener en cuenta el tipo de eje (simple, tándem, trídem). Un eje se considera aislado cuando la distancia con respecto al eje vecino es superior a 2 m.

$K$  y  $\alpha$  dependen de la naturaleza del material de la estructura de la calzada. Los valores medios se indican en la siguiente tabla:

**Tabla 1.34**  
Valores de los parámetros para el cálculo de la agresividad de un eje  
(para estructuras nuevas)

	$\alpha$	K		
		Eje simple	Tándem	Trídem
Estructura flexible	5	1	0,75	1.1
Estructura semirígida	12	1	12	113
Estructura en concreto				
• placas	12	1	12	113
• concreto armado	12	1	-	-

### Agresividad de un vehículo pesado

La agresividad de un vehículo pesado es igual a la suma de la agresividad de los ejes.

### Agresividad del tránsito

Conociendo el histograma de las cargas repartidas por rango de ejes para un tráfico dado, la agresividad de este tráfico se califica por el coeficiente CAM, correspondiente a la agresividad media de los vehículos pesados que componen el tráfico, comparada con el eje de referencia:

$$CAM = \frac{1}{NPL} \left[ \sum_i \sum_{j=1}^3 K_i n_{ij} \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^\alpha \right]$$

NPL: número de pesos pesados durante el período de conteo.

$K_i$ : coeficiente según tipo de eje.

$i = 1$  eje simple

2 eje tándem

3 eje trídem.

$n_{ij}$  = número de ejes elementales de tipo  $j$  y de clase  $P_i$ .

A continuación se da un ejemplo de cálculo detallado.

### Ejemplo de cálculo detallado de la agresividad de un tránsito

Durante cinco días, una estación de pesaje ha contado 805 vehículos pesados:

- 1.854 ejes simples
- 436 ejes tándem
- 168 ejes trídem

La repartición de cargas para una estructura de calzada con capas tratadas con ligantes hidráulicos es:

- $\alpha = 12$
- $K_1 = 1$  eje simple
- $K_2 = 12$  tándem
- $K_3 = 133$  trídem

Según la tabla, el efecto de este tráfico es equivalente a  $(535+102+11) = 648$  ejes de referencia de 130 kN, que corresponde a un Coeficiente de Agresividad Media (CAM) para este tráfico de:

$$CAM = \frac{648}{805} = 0,8$$

En ausencia de datos de pesaje de vehículos, se podrán tomar los siguientes valores de CAM.

**Tabla 1.35**  
Cálculo de la agresividad de tráfico

Rango de carga [KN]	Ejes simples				Eje Tandem			Eje Tridem			
	Centro de Rango	Centro de	Agresividad	N1	A*N1	centro de rango	N2	A*N2	centro de	N3	A*N3
	[KN]	rango	$A = K \left( \frac{P}{P_0} \right)^\alpha$			$A = K \left( \frac{P}{P_0} \right)^\alpha$			$A = K \left( \frac{P}{P_0} \right)^\alpha$		
10-30	20	$1,8 \cdot 10^{-10}$	$1,8 \cdot 10^{-10}$	210	$3,78 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$	107	$2 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-8}$	48	$9 \cdot 10^{-9}$
30-40	35	$1,45 \cdot 10^{-7}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$	160	$2,32 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-6}$	78	0,0001	$1,5 \cdot 10^{-5}$	34	0,0005
40-50	45	$3 \cdot 10^6$	$4,2 \cdot 10^{-5}$	100	0,0003	$4,2 \cdot 10^{-5}$	66	0,0027	$3,1 \cdot 10^{-4}$	28	0,009
50-60	55	$3,3 \cdot 10^{-5}$	$3,6 \cdot 10^{-4}$	290	0,001	$3,6 \cdot 10^{-4}$	60	0,02	$3,4 \cdot 10^{-3}$	22	0,07
60-70	65	0,00025	0,003	280	0,07	0,003	50	0,15	0,028	16	0,45
70-80	75	0,0014	0,02	216	0,3	0,02	28	0,56	0,16	14	0,45
80-90	85	0,006	0,08	210	1,26	0,08	24	1,92	0,68	4	2,72
90-100	95	0,023	0,3	180	4,14	0,3	8	1,8	2,6	2	5,2
100-110	105	0,08	1	68	5,44	1	6	6	9	0	0
110-120	115	0,23	2,76	50	11,5	2,76	5	13,8			
120-130	125	0,62	7,4	40	24,8	7,4	2	14,8			
130-140	135	1,57	18,8	25	39,25	18,8	1	18,8			
140-150	145	3,7	18,8	9	33,3	18,8	1	44,4			
150-160	155	8,25	99	7	57,75	99	0	0			
160-170	165	17,5		5	87,39						
170-180	175	35,4		2	70,82						
180-190	185	69		1	68,98						
190-200	195	130		1	129,75						
200-210	205	236		0	0						
TOTAL				N1=1.854	535		N2=436	102		N3=168	11

**Tabla 1.36**  
Coeficiente de agresividad según el tráfico y tipo de calzada

		Coeficiente de agresividad			
Bajo tráfico	CAM	0,4	0,5	0,7	0,8
	Clase	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
Calzadas tráfico medio y alto	CAM	0,8	1	1,3	
		Capas hidrocarbonadas de estructura mixta e inversa	Calzadas bituminosas > 20 cm	Capas no ligadas y suelo soporte	Capas de materiales tratados con ligantes hidráulicos y concretos

En ausencia de mayores estudios, se aconseja tomar los siguientes riesgos de falla para los pavimentos.

**Tabla 1.37**  
Valores de los riesgos, dependiendo del tránsito y de la estructura

Tráficos	$T_5$	$T_4$	$T_3$	$T_2-T_1$
Grava asfáltica	2%	5%	12%	25%
Grava hidráulica	2,5%	5%	7,5%	12%

# **CAPÍTULO 2**

## ***Cálculo de calzadas de concreto por elementos finitos***

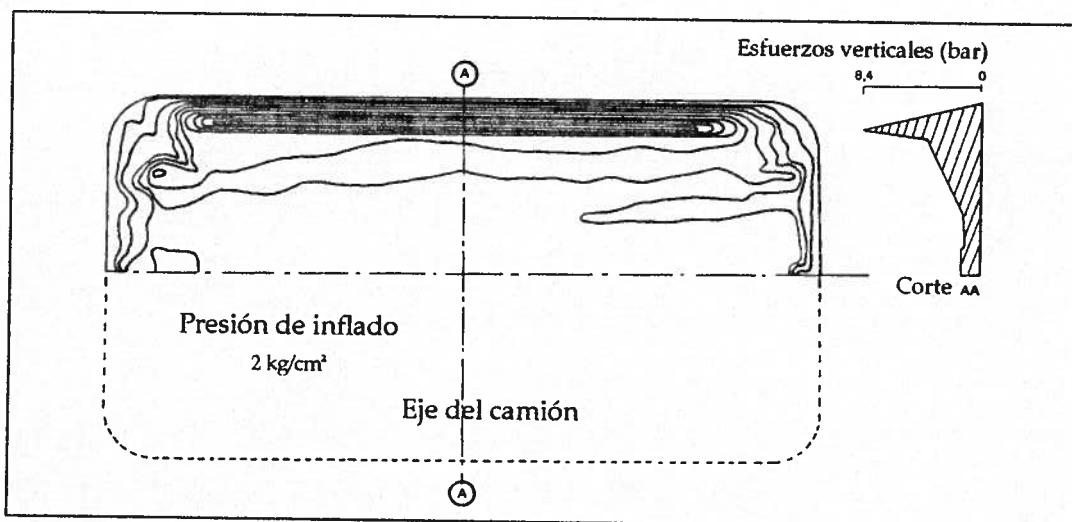


Figura 2.1 Repartición de presiones.

Se recalca que la selección de una huella de área circular y la eliminación de los efectos de frenado no afectan sensiblemente los puntos próximos a la superficie.

La esquematización de las cargas adoptada en ciertos modelos de elementos finitos (o de diferencias finitas) hace intervenir las huellas y las distribuciones de las cargas en una forma más próxima a la realidad.

## Representación de estructuras

### Modelos de geometría finita

La asimilación de la calzada con un multicapa elástico compuesto de  $n$  capas, donde la última es de espesor infinito, puede estudiarse con la ayuda de funciones de tensión (las capas son infinitas en el plano). El caso particular donde  $n = 1$  (problema de Boussinesq) se resolvió al final del siglo pasado. En el desarrollo de las ecuaciones, cuando  $n$  sea diferente de 1 no se puede solucionar de manera manual sino a través de métodos numéricos.

Burmister pudo determinar resultados numéricos en el caso particular donde  $n = 2$ . Jeuffroy y Bachelez redujeron la dificultad numérica de cálculo inherente a los problemas de tricapas con la hipótesis de placas delgadas para la capa superior de la calzada.

Dicha simplificación les ha permitido realizar ábacos muy completos para estos sistemas de placas. Gracias a la aparición de medios de cálculo a través del computador, se han podido desarrollar los casos de multicapas elásticos que conforman un número de  $n$  capas por el método de Burmister. Igualmente, se han hecho numerosos programas de cálculo, como el Alize III y el Depav, según este método.

## CARACTERÍSTICAS GENERALES DE MODELOS MATEMÁTICOS

### Definición de un modelo

**M**odelo matemático es una representación teórica y esquemática de una estructura y de los esfuerzos que se le aplican. Los modelos descritos en este capítulo se presentan en la forma de una serie de ecuaciones, en cuya resolución se calculan los esfuerzos y deformaciones en función de las cargas aplicadas. Un modelo matemático se caracteriza por:

- La representación de las cargas.
- La esquematización de la estructura.
- La resolución exacta o aproximada del problema físico.

### Representación de las cargas exteriores

Sobre la figura siguiente se representa la huella de la rueda, así como la distribución de las presiones verticales. Una distribución de carga no se presta para el cálculo a causa de la forma elíptica de la huella y de la distribución no uniforme de las presiones, por lo que es preferible esquematizar las cargas aplicadas a la calzada a través de una presión vertical y uniforme  $P_0$  ejercida sobre un círculo de radio  $a$ . La selección de una huella circular es cómoda, ya que representa una simetría de revolución. Se puede usar superposición de las cargas elementales para tratar problemas de cargas circulares múltiples.

El inconveniente es conservar una simetría de revolución que lleve a eliminar el estudio de los efectos de frenado que no son uniaxiales. Pueden tenerse en cuenta los cizallamientos de revolución que nacen en la superficie de la calzada, al hacer contacto con el neumático.

Éstos permiten calcular los esfuerzos y las deformaciones en cualquier punto de un multicapa elástico sometido a una o más cargas de revolución.

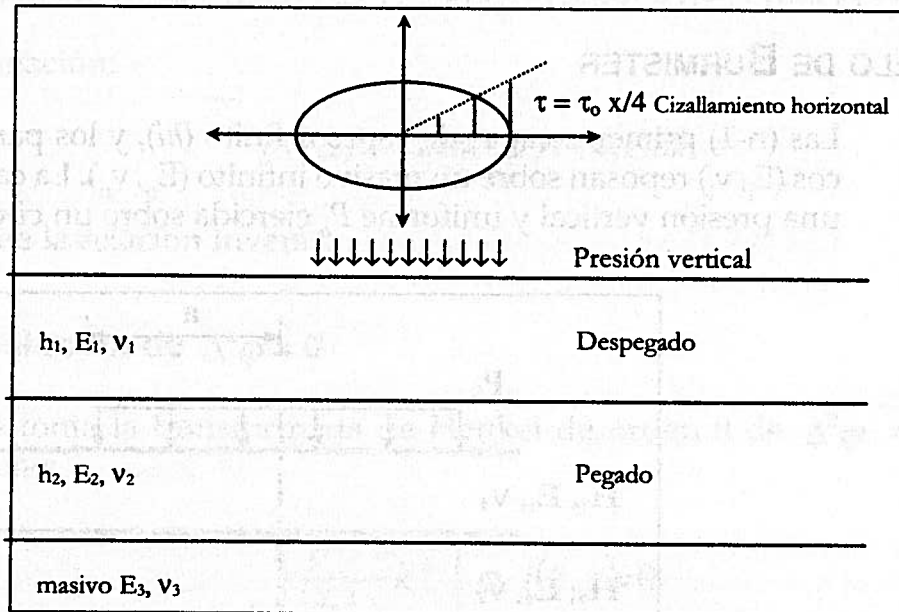


Figura 2.2 Modelo de geometría infinita.

### Modelos del tipo Westergaard

Los modelos infinitos parecen convenir perfectamente al estudio de calzadas flexibles (en general bituminosos). La influencia de las cargas aplicadas es muy localizada y los efectos de borde no tienen mayor importancia. En cambio, los bordes y los límites de placa desempeñan un papel fundamental en las calzadas rígidas (en concreto).

Al asimilar el comportamiento de una placa en concreto que reposa sobre un masivo elástico a una placa delgada que reposa sobre un líquido denso, Westergaard calculó los esfuerzos y los desplazamientos en un cierto número de puntos de la placa para algunas posiciones particulares de la carga.

La mayor parte de las calzadas en concreto construidas en Europa se han dimensionado con este modelo. Harry Leonards estudió las correcciones por temperatura en el interior de las placas, que conservan para el masivo la hipótesis de Westergaard. La superficie de contacto entre el masivo y la placa se desconoce en el problema (la posibilidad de desprendimiento).

### Modelo de placa

Es un sólido de dimensiones finitas que reposan sobre un masivo estratificado elástico, en donde se evita la hipótesis de Westergaard.

El sólido puede despegarse del masivo bajo acción de fuerzas exteriores, modelo de calzada que ha representado matemáticamente M. Frémond, del LCPC.

## MODELO DE BURMISTER

Las  $(n-1)$  primeras capas de espesor finito ( $h_i$ ), y los parámetros elásticos ( $E_i, \nu_i$ ) reposan sobre un masivo infinito ( $E_n, \nu_n$ ). La carga aplicada es una presión vertical y uniforme  $P_0$  ejercida sobre un círculo de radio  $a$ .

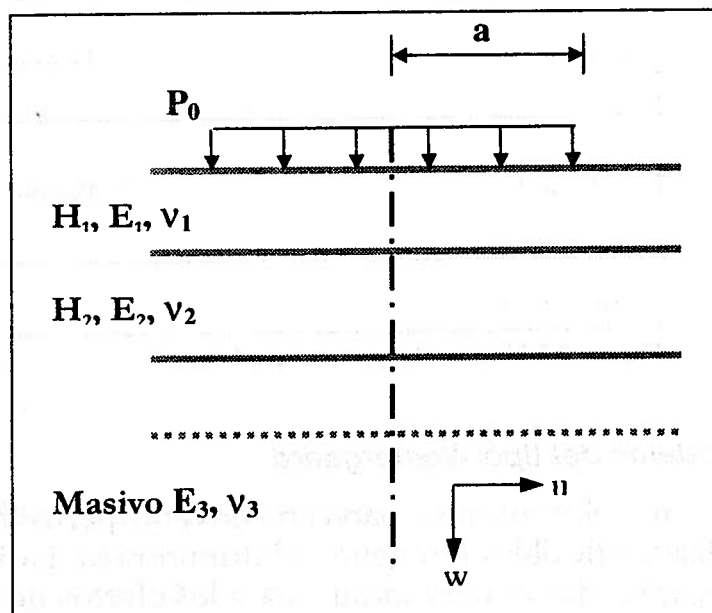


Figura 2.3 Modelo de Burmister.

El problema posee una simetría de revolución y se resuelve en coordenadas cilíndricas. El desplazamiento de un punto  $\mu$  se define por sus dos componentes:  $w$  según la vertical y  $u$  según la dirección del radio.

Se deducen las funciones  $\phi(r, z)$ , solución de  $\Delta^2 \phi = 0$ , y las condiciones de los límites del problema en esfuerzos y desplazamientos en todo punto del masivo ( $\Delta^2$  designa el doble laplaciano de la función de tensión en coordenadas cilíndricas).

La resolución se facilita si se efectúa sobre la variable  $r$  una transformación de Henkel. Se denomina  $k$  a la variable transformada.

La complejidad en la resolución de  $\Delta^2 \phi = 0$  se debe a la dificultad de obtener respuesta al hacer la transformación inversa de Henkel.

### Transformación de Henkel

Se nota  $J_\alpha$  la función de Bessel de orden  $\alpha$ , mientras que la función  $F(k, z)$  está definida por:

$$F(k, z) = \int_0^{\infty} r J_n(k, r) f(r, z) dr = H_n(f(r, z)) \quad (1)$$

Se llama la transformada de Henkel de orden  $n$  de la función  $f(r, z)$ .

La relación:

$$P(r, z) = \int_0^{\infty} k J_n(k, r) F(k, z) dk \quad (2)$$

define la relación inversa.

### Resolución de $\Delta^2 \varphi = 0$

Si se toma la transformada de Henkel de orden 0 de  $\Delta^2 \varphi = 0$ , se obtiene:

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial z^2} - k^2 \right) \varphi_i(k, z) = 0 \quad (3)$$

La solución general está dada por la  $i$ -ésima capa, según:

$$\varphi_i(m, z) = y_i(k) \left[ (A_i + z C_i(z)) e^{kz} - (B_i + z D_i(z)) e^{-kz} \right] \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (4)$$

$y_i(k)$  es una función arbitraria de  $k$ . Para la transformación inversa, se deduce la expresión de  $\varphi(r, z) = H_0^{-1}[\Phi(k, z)]$ , y luego las expresiones de los desplazamientos y esfuerzos. Las  $4n$  funciones de  $K$ ,  $A_i$ ,  $B_i$ ,  $C_i$ ,  $D_i$ , se determinan por las condiciones límites del problema.

### Condiciones límites del problema

Los esfuerzos ejercen una faceta horizontal igual a las cargas aplicadas en la superficie.

$$\begin{aligned} \sigma_z &= p(r) = P_0 \quad \text{si } r \leq a, \quad \text{ó si } r > a \\ \tau_{rz} &= 0 \end{aligned}$$

Al notar  $P(k)$  la transformada de Henkel de la carga aplicada  $p(r)$  y suponiendo  $p^* = J_0(k, r) p(r)$ ,  $p(k) = p_0$  a  $J_1(k, a)$ :

$$P(r) = \int_0^{\infty} p^* dk \quad (5)$$

Al escoger  $Y(k) = p(k)$ , se tiene en la superficie

$$\begin{aligned}\sigma^* &= p^* \\ \tau_{rz}^* &= 0\end{aligned}$$

La nulidad de los desplazamientos y los esfuerzos cuando  $z$  tiende hacia infinito es  $A_n = C_n = 0$ . Para su resolución se requieren dos relaciones suplementarias.

Las  $(4n-4)$  relaciones faltantes entre las  $n$  incógnitas del problema están dadas por las  $(4n-4)$  relaciones de interfaz.

$$\begin{aligned}\mu_i &= \mu_{i+1} \\ (\sigma_z)_i &= (\sigma_z)_{i+1} \\ y &= 1, 2, 3, 4, \dots, n-1 \\ w_i &= w_{i+1} \\ (\tau_{rz})_i &= (\tau_{rz})_{i+1}\end{aligned}\tag{6}$$

### Caso de una carga puntual

En el caso particular de la presión  $P_0$  uniformemente repartida sobre un círculo de radio  $a$ , la carga es igual a  $F = \pi a^2 P_0$ ; si se hace converger hacia 0 el radio del círculo de la carga, se tiene:

$$P(k) = \lim_{a \rightarrow 0} \frac{F}{\pi a^2} \int_0^\infty a J_1(k, a) r dr\tag{7}$$

$P(k) = F/2\pi$ , es suficiente remplazar  $Y(k)$  por  $F/2\pi$ , en todas las expresiones obtenidas por la carga repartida uniformemente sobre un círculo.

En el caso de un masivo infinito, el sistema lineal tiene únicamente dos incógnitas:  $B_1$  y  $D_1$ .

$$\begin{aligned}\Phi(k, z) &= -Y(k)(B_1 + D_1 \cdot z)e^{-kz} \\ B_1 + D_1(1 - 2\nu) &= 1 \\ B_1 - 2\nu \cdot D_1 &= 0\end{aligned}$$

$B_1$  y  $D_1$  son independientes de  $k$  o sea:

$$B_1 = 2\nu$$

$$D_1 = 1$$

Se puede establecer el desplazamiento vertical como:

$$w^*(k) = \frac{1+\nu}{E} Y(k) [B + D(2-4\nu)] \frac{1}{k} = \frac{2(1-\nu^2)F}{E2\pi k}$$

$$w(r) = \int_0^{\infty} \frac{(1-\nu^2)}{E\pi} F J_0(kr) dk = \frac{(1-\nu^2)F}{E\pi r} \quad (8)$$

Esta es la fórmula de Boussinesq.

### Caso de cargas múltiples

Todas las cargas aquí tratadas poseen una simetría de revolución. La acción de cada una de las cargas elementales se puede calcular en cualquier punto.

La solución del problema general se obtiene como la suma de los problemas elementales, lo que supone que todos los esfuerzos se calculan en el mismo eje coordenado; el método de Burmister se resuelve en coordenadas cilíndricas definidas para cada centro de carga, luego debe llevarse a un eje fijo (0,x,y,z). Los desplazamientos y los esfuerzos calculados en cada uno de los sistemas de coordenadas cilíndricas con referencia a las  $n$  cargas son los siguientes:

$$\begin{aligned} \mu_x &= \sum_{i=1}^n u_i \cos \theta_i \\ \mu_y &= \sum_{i=1}^n u_i \sin \theta_i \\ u_z &= \sum_{i=1}^n w_i \\ \sigma_x &= \sum_{i=1}^n (\sigma_r^i \cos^2 \theta_i + \sigma_\theta^i \sin^2 \theta_i) \\ \sigma_y &= \sum_{i=1}^n (\sigma_r^i \sin^2 \theta_i + \sigma_\theta^i \cos^2 \theta_i) \\ \sigma_z &= \sum_{i=1}^n \sigma_z^i \\ \tau_{xy} &= \sum_{i=1}^n \cos \theta_i \sin \theta_i (\sigma_r^i - \sigma_\theta^i) \\ \tau_{yz} &= \sum_{i=1}^n \tau_{rc}^i \cos \theta_i \\ \tau_{zx} &= \sum_{i=1}^n \tau_{rc}^i \sin \theta_i \end{aligned} \quad (9)$$

## MODELO DE WESTERGAARD

La placa es delgada (es decir, se emplea la ecuación de Lagrange, la fundación se presenta por un líquido denso con módulo de reacción  $k$ ).

En todo punto de contacto de la placa y el masivo, la reacción es proporcional a la flecha; en un sistema de coordenadas rectangulares, se tiene:

$$\begin{aligned} V(x, y) &= -kw(x, y) \\ \sigma &= PC/h^2 \\ \ell &= \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \end{aligned} \quad (10)$$

Donde:

$E$  = módulo de la placa

$\nu$  = módulo de Poisson

$K$  = módulo de reacción del suelo

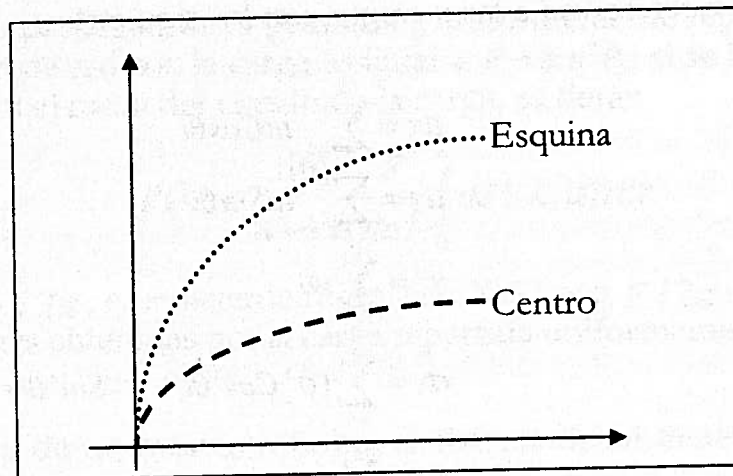


Figura 2.4 Esfuerzos en la esquina y el centro de una placa.

Valor de  $c$  para una carga aplicada en el centro y en la esquina de la placa.

Los desplazamientos de la placa se calculan resolviendo

$$\Delta^2 w(x, y) = p(x, y) - Kw(x, y)$$

donde  $p(x, y)$  designa los esfuerzos exteriores.

Esta función no es fácil de resolver si no existe eje de simetría. Westergaard utilizó un método energético escogiendo funciones de desplazamiento que dependen de la posición de la carga sobre la placa (centro, borde, esquina) y minimizando la energía potencial del sistema; este modelo es muy útil, ya que permite tener en cuenta los esfuerzos de borde.

El esfuerzo máximo de tracción de la placa es  $\sigma = CF/h^2$ , donde  $F$  es la carga aplicada y  $h$  el espesor de la placa.

## MODELO DE PLACA

### Definición del modelo

Un modelo linealmente elástico de forma cualquiera reposa sobre un masivo estratificado elástico (el sólido es de dimensiones finitas), en tanto que las diversas capas que componen el masivo son infinitas horizontalmente (el espesor del masivo es infinito).

La liga entre el sólido y el masivo puede ser bilateral (el sólido está pegado al masivo sobre toda la superficie de contacto, es decir, que los desplazamientos verticales son iguales), o unilateral (el sólido se puede despegar del masivo, es decir, se desconoce la superficie de contacto).

Se propone calcular los desplazamientos del masivo y el sólido cuando éste se somete a un cierto número de fuerzas exteriores, así que la relación del masivo con el sólido y la superficie de contacto es desconocida; luego se deducirán los desplazamientos inducidos por la intensidad de los esfuerzos.

Solamente se tienen en cuenta las acciones exteriores que se reducen a fuerzas de superficie y de volumen: por ejemplo, las fuerzas de gravedad, los efectos térmicos, las diversas cargas estáticas aplicadas al sólido.

Se pueden expresar los efectos térmicos en la placa por un sistema de fuerzas exteriores en equilibrio al descomponer:

$$\text{Fuerzas de volumen } \bar{f} = \frac{-\alpha E}{2(1+\nu)} g \text{ rad}\theta$$

donde  $\alpha$  designa el coeficiente de dilatación lineal del sólido y  $\theta$  la temperatura del punto considerado.

Fuerzas de superficie  $\bar{g} = \frac{\alpha E \theta}{2(1 + \nu)}$  dirigidas siguiendo la normal de la superficie  $\sigma$ .

### Representación matemática

Las incógnitas del problema son los desplazamientos del sólido y masivo, así como también las reacciones del sólido sobre el masivo.

Se notará  $\mu$  como los desplazamientos del sólido y  $\mu'$  como los desplazamientos del masivo; los esfuerzos en el interior del sólido se notarán  $t(u)$  y en el interior del masivo  $t'(u')$ . El operador de la elasticidad se designa como  $\zeta$ .

$$\zeta \mu = \text{Grad}(\text{div} \mu) + \mu \Delta \mu \quad (11)$$

La relación  $\zeta \mu = f$  es la relación fundamental de la estática.

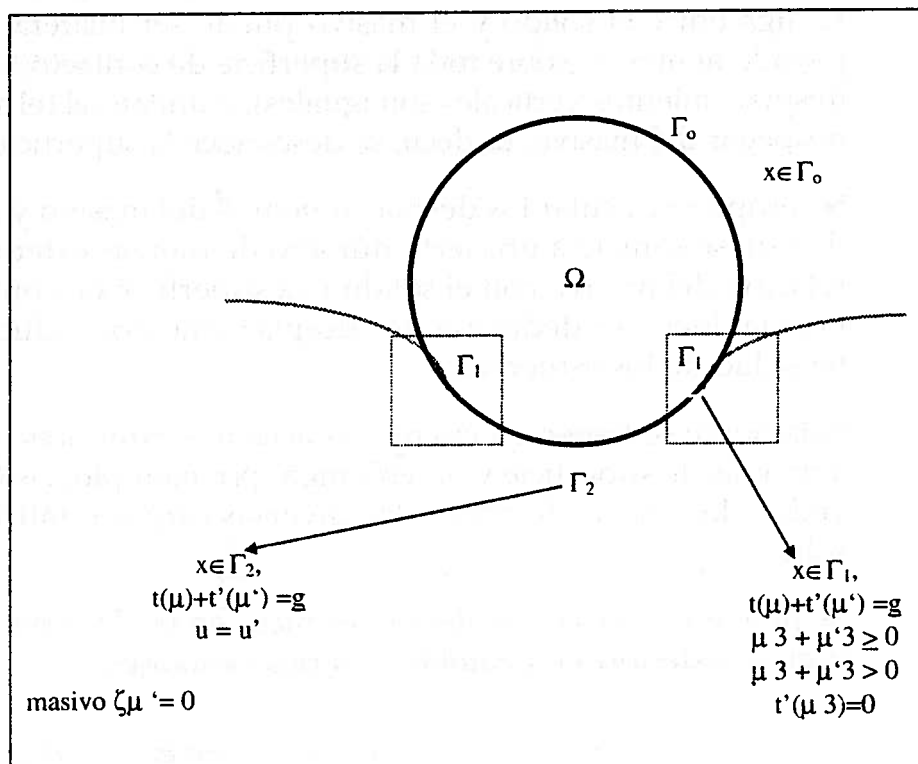


Figura 2.5 Representación matemática de un modelo de placa.

La frontera  $\sigma$  se divide en tres partes:

- $\sigma_0$  donde no hay contacto entre el sólido y el masivo.
- $\sigma_1$  donde puede o no haber contacto.
- $V_2$  donde siempre hay contacto.

Es fácil escribir las condiciones en los límites sobre cada una de las tres partes:

- Sobre  $\sigma_0$ ,  $t(\mu) = g$  es la continuidad del tensor de esfuerzos.
- Sobre  $\sigma_1$ ,  $t(\mu) + t'(\mu') = g$  es la continuidad del tensor de esfuerzos.

La relación  $\mu_3 + \mu_3 \geq 0$  impide la penetración del sólido en el masivo ( $\mu_3$  designa a la componente vertical del desplazamiento).

Si el sólido se desprende del masivo, no ejercerá ningún esfuerzo sobre éste, lo cual se traduce por la relación  $\mu_3 + \mu_3 = 0 \Rightarrow t'(\mu') = 0$ .

La expresión de los desplazamientos de un punto  $\mu$  de la superficie del masivo ( $M(x_0, y_0)$ ) es de la forma:

$$\mu^i(x_0, y_0) = \int_P \Phi(x - x_0, y - y_0) \bar{r}(x, y) d\sigma \quad (12)$$

$\Phi$  designa la matriz de Green del masivo,  $P$  la superficie del masivo y  $d\sigma$  el elemento de la superficie.

En el caso donde el masivo es semiinfinito (masivo de Boussinesq) y si la relación  $r$  del masivo sobre el sólido es vertical, la matriz de Green se reduce a:

$$\phi_{33} = \frac{1-r^2}{\pi E} \frac{1}{r} \quad (13)$$

$$r = \sqrt{(x-x_0)^2 + (y-y_0)^2}$$

\* es la convolución de  $\Phi$  por  $v$ , los desplazamientos de la superficie son  $\mu = \Phi v$

### Formulación variacional

Se utiliza la formulación variacional del problema buscando minimizar la energía potencial del sistema (sólido masivo).

$$a(\bar{x}, \bar{y}) = \int_{\Gamma} \sum_{i,j=1}^3 t_{ij}(u) \varepsilon_{ij}(\mu) d\sigma$$

La energía potencial se escribe como: (14)

$$E = \frac{1}{2} a(\mu, \mu) - L(\mu) \quad L(\mu) = \int_{\Omega} (\mu, f) dx + \int_{\Gamma} (g, \mu) d\sigma$$

El primer término ( $\frac{1}{2} a(\mu, \mu)$ ) representa la energía elástica de la placa, en tanto que el segundo término  $L(\mu)$  es relativo a las fuerzas exteriores (se nota por productos escalares).

La energía potencial del masivo en términos de la matriz de Green es:

$$E' = \frac{1}{2} \int_{\Gamma \in \Gamma_2} (v, \Phi v) d\sigma \quad (15)$$

Que se denota: ( $\frac{1}{2} a(v, v)$ ).

La función de minimización de  $J$  representa la energía potencial del sistema.

$$J(\mu, v) = \frac{1}{2} (a(\mu, \mu) + b(v, v)) - L(\mu) \quad (16)$$

Se busca el mínimo sobre los desplazamientos admisibles.

$$C = \{(\mu, v) \mid \mu = \Phi v \text{ sobre } \sigma_2; \mu_3 - (\Phi v)_3 \geq 0 \text{ sobre } \sigma_1\} \quad (17)$$

Como no se pueden encontrar las parejas  $(\mu, v)$  que minimizan la función, se reemplaza el problema precedente por un problema aproximado (método de Galerkin).

### Definición del problema aproximado

Se reemplaza la totalidad  $C$  de los desplazamientos admisibles por un subespacio  $C_n$  contenido en  $C$  de dimensión finita, y en este subespacio se busca el mínimo de la función  $J(\mu, v)$ .

La energía potencial del sólido se calcula por el método de los elementos finitos. Se corta el volumen  $\Omega$  en un cierto número de poliedros separados, cuya reunión es igual a  $\Omega$ ; estos poliedros constituyen la malla y los extremos forman nudos en ésta.

Se muestran los desplazamientos de un punto interior en función del desplazamiento de las partes superiores. La energía de deformación

elástica de uno de los poliedros aparece como una forma cuadrática en los desplazamientos de las partes superiores, donde  $\delta$  representa el vector que reagrupa los desplazamientos de la parte superior del poliedro;  $k$  designa la matriz de rigidez elemental del poliedro.

Se nota  $\mu$  como el vector que reagrupa las componentes de los desplazamientos de todos los nudos de la malla y  $g$  el vector de las fuerzas exteriores discretizadas de manera análoga.

Se puede escribir la energía potencial del sólido en la forma  $W_s = 1/2 \mu^T K \mu - g^T \mu$ . La matriz de rigidez del sólido se designa mediante  $K$ , que es la suma de las matrices de rigideces elementales,  $k$ .

El trazo sobre el masivo de la malla del sólido determina el soporte de las funciones de esfuerzo. Se toma  $v$  como el vector que reagrupa los valores de las reacciones así definidas sobre la fase superior del masivo y se nota  $Y$  como el vector que reagrupa las componentes de los desplazamientos de estos nudos.

Se puede representar el vector  $Y$  en función del vector  $v$ , con la ayuda de la matriz de Green del masivo; si  $Y = Mv$ , la energía potencial del masivo aparece como una forma cuadrática de reacción del sólido sobre el masivo.

$$WM = 1/2 \cdot V^T VS \quad (18)$$

Más adelante se verá cómo formar las matrices  $M$  y  $S$ .

La energía potencial del sistema (sólido, masivo) toma la forma simple:

$$W = 1/2 \mu^T K \mu - g^T \mu + 1/2 V^T VS \quad (19)$$

Se reagrupan en el mismo vector  $X^T = (v, \mu)$  todas las incógnitas del problema. Se nota  $f^T$  el vector  $(0, g)$  y la matriz de simetría, definida positiva, que reagrupa las matrices  $S$  y  $K$ , o sea:

$$A = \begin{bmatrix} S & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix} \quad (20)$$

La energía del sistema se escribe en la forma:

$$W = 1/2 x^T Ax - f^T x \quad (21)$$

Nota:

1. La matriz  $A$  no es regular, puesto que los desplazamientos rígidos del sólido no consumen energía.

2. La matriz  $K$  es una matriz banda y la matriz  $S$  es una matriz plena.

El convexo  $C_n$ , en el cual se minimiza la energía potencial del sistema, se define por:

$$C_n = \{X \in R^n : \mu = Mv \text{ sobre } \sigma_2; u - (Mv)_3 \geq 0 \text{ sobre } \sigma_1\} \quad (22)$$

### Resolución del problema aproximado

#### *El sólido permanece pegado al masivo*

Se dice que el sólido está pegado al masivo si los desplazamientos verticales del sólido y del masivo son iguales en todo punto de la superficie en contacto.

La relación  $\mu = Mv$  permite eliminar todas las variables que corresponden a los desplazamientos verticales de los puntos de superficie en contacto.

La eliminación de las incógnitas pegadas permite escribir la energía potencial como:

$$W = 1/2 x^T A x - f^T x \quad (23)$$

La dimensión de la matriz  $A$  es inferior a la dimensión de la matriz  $A^T$ . Si el número de desplazamientos horizontales así eliminados es superior o igual a tres, la matriz  $A$  es simétrica.

Si el número de desplazamientos horizontales eliminados es inferior a tres, la matriz  $A$  no es regular. El problema posee una infinidad de soluciones que se deducen las unas de las otras por las traslaciones y las rotaciones. Estos desplazamientos no consumen energía y se llaman desplazamientos rígidos del sólido.

El problema ahora es encontrar  $X$  que pertenezca a  $R^n$ , dando el mínimo de energía.

$$W = 1/2 x^T A x - f^T x \quad (24)$$

$x$  es la solución del sistema lineal  $Ax = f$ .

**El sólido puede desprenderse del masivo**

Se nota  $Cx \leq 0$  la condición  $u_3 - (Mv)_3 \geq 0$ , que simboliza que el sólido no puede penetrar el masivo. La relación  $Cx \leq 0$  define desplazamientos cinemáticos admisibles.

El problema es encontrar  $\text{Inf} \left\{ \frac{1}{2} x^T A x - f^T x \mid Cx \leq 0 \right\} X \in R^n$

La matriz  $A$  no es regular, puesto que limita todo desplazamiento rígido horizontal del sólido; por ejemplo, fijando tres componentes horizontales de los desplazamientos y pegando el sólido al masivo por lo menos en tres puntos, impide las traslaciones según  $O_z$  y las rotaciones de  $O_x$  y  $O_y$ .

Luego de las transformaciones sobre la matriz  $A$ , el problema se vuelve:

$$\text{Inf} \left\{ \frac{1}{2} x^T A x - f^T x \mid C'x \leq 0 \right\} X \in R^{n-6}$$

donde  $A$  es una matriz simétrica definida positiva, que equivale a:

$$\text{Max Min} \left\{ x^T A x - 2f^T x + \mu^T C'x \mid X \in R^{n-6} \right\} \mu \geq 0 \quad (25)$$

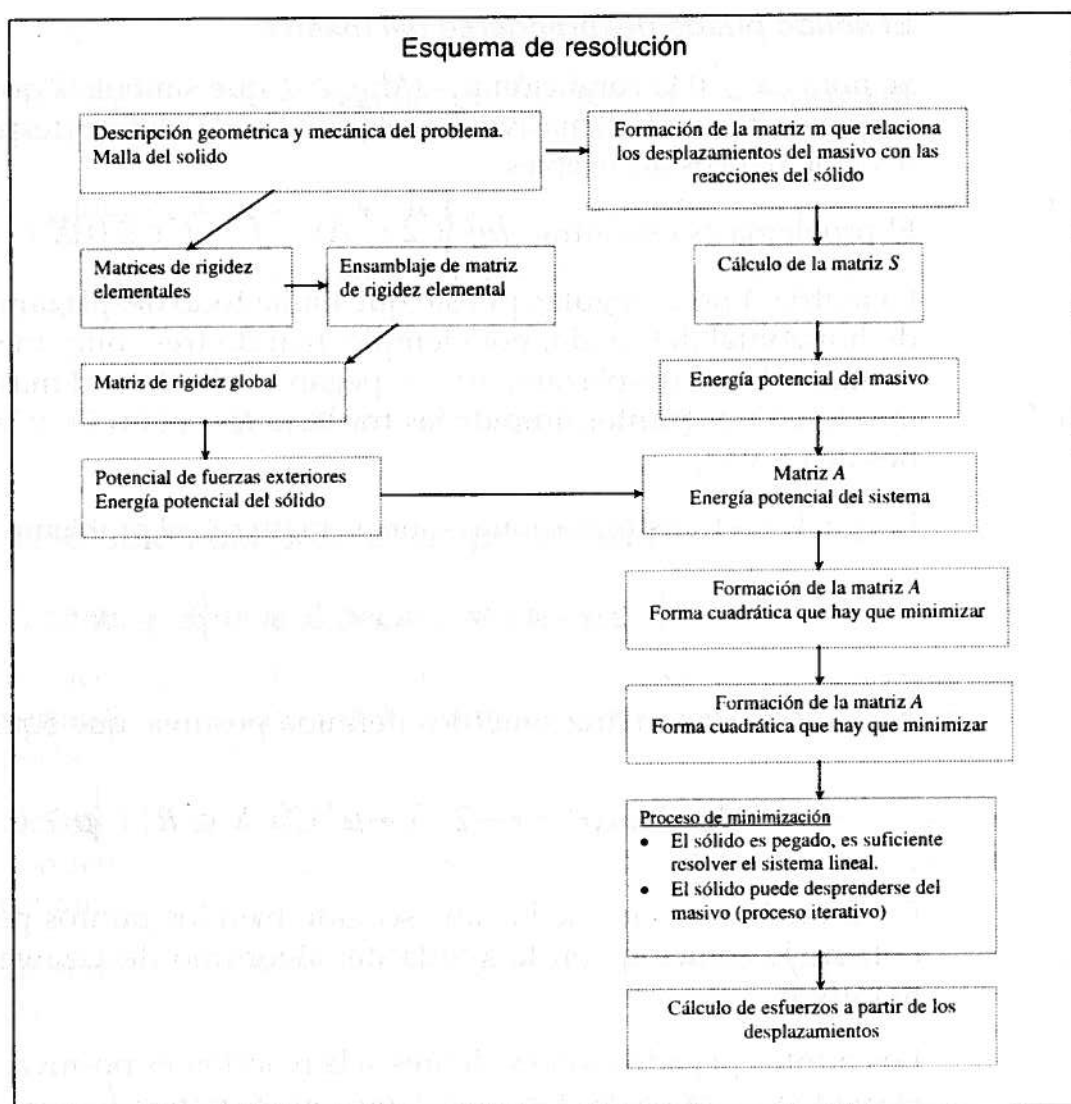
En la medida en que se hayan escogido bien los puntos pegados, se obtiene la solución con la ayuda del algoritmo de Uzawa (proceso iterativo).

Los puntos pegados son evidentes si la reacción es positiva, o sea que el sólido no tira sobre el masivo. Conocida la pareja  $(v_m, \mu_m)$ , se pasa a la pareja  $(v_{m+1}, \mu_{m+1})$  con:

$$Ax_{m+1} = (f + 1/2 C'^T \mu_m) \quad (26)$$

y por elemento:

$$\mu_{i,m+1} = \text{Sup} \left\{ 0, \mu_{i,m} + \rho (C'X_{m+1})_i \right\} \quad (27)$$



## ECUACIÓN DEL MODELO DE PLACA

### Modelo de placa de tres dimensiones

El modelo objeto del presente estudio está destinado a calcular los esfuerzos y el desplazamiento de una estructura definida de la siguiente manera:

- La placa es de cualquier forma y no necesariamente homogénea.
- El substrato está representado por un masivo multicapa de Burmister.
- La reacción del masivo sobre la placa tiene una orientación cualquiera.
- La placa puede despegarse parcialmente del soporte, en tanto que la superficie de contacto se calcula por el mismo método.

La placa se somete a cargas:

- Externas, en cualquier dirección.
- Internas: gravedad, dilataciones diferenciales coaccionadas por la temperatura.

La figura da una idea del tipo de problemas que puede resolver el programa

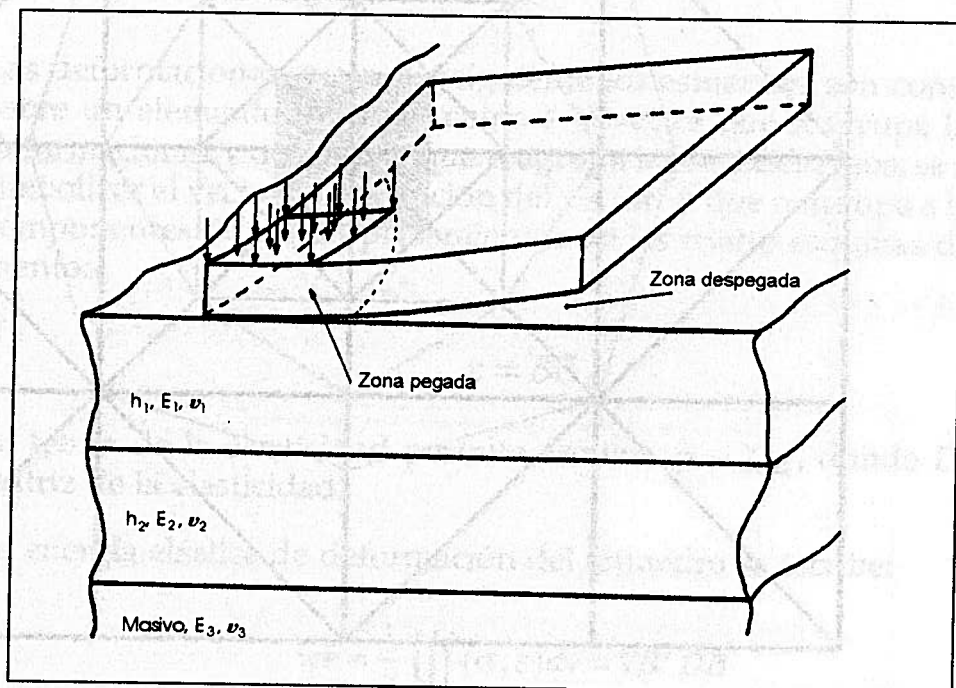


Figura 2.6 Ejemplo del problema masivo estratificado.

### Escogencia de la malla

En la interfaz placa masiva, los esfuerzos están ligados a los desplazamientos por la convolución  $\mu = \Phi \nu$ ; como estas condiciones son bastante complicadas, se escoge la malla con los elementos más simples, los tetraedros, para así tener desplazamientos en las cuatro esquinas.

En la figura se representa un ejemplo de malla para una placa cuadrada cargada en su centro y vista en planta.

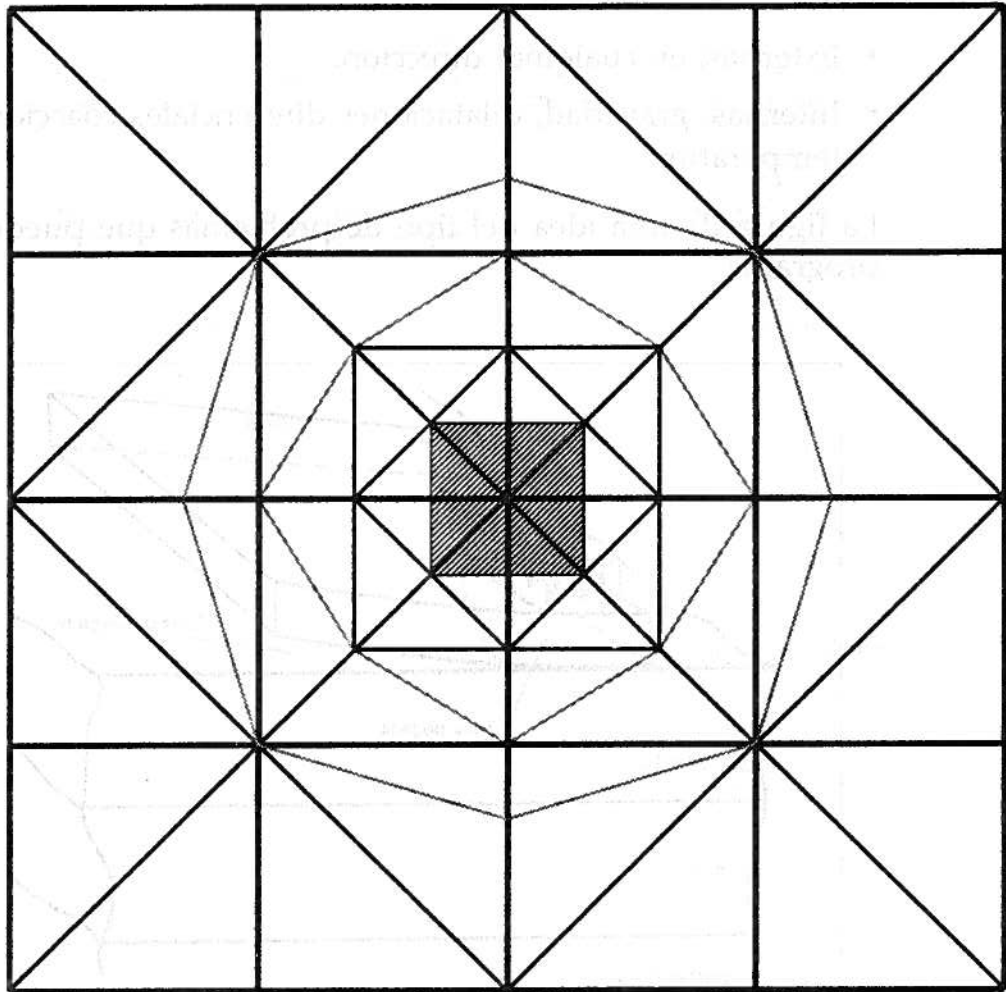


Figura 2.7 Ejemplo de la malla (carga en el centro: zona achurada).

### Cálculo de la energía potencial de la placa

El método de elementos finitos se convierte en clásico. Para este caso en particular, se lleva así.

La componente  $\alpha$  del desplazamiento de un punto  $(x, y, z)$  en el interior del tetraedro puede examinarse como una función lineal de los desplazamientos de las cuatro esquinas.

$$\mu^{\alpha}(x, y, z) = \sum_{m=i,j,k,l} (am + bmx + cmy + dmz)u^{\alpha} m \quad (28)$$

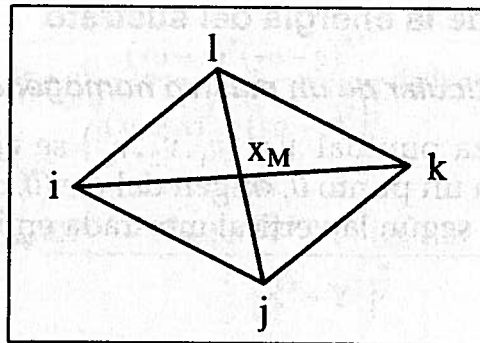


Figura 2.8 Tetraedro.

Las deformaciones, y por consiguiente los esfuerzos, son constantes sobre un elemento. Al notar como  $\epsilon$  al vector que reagrupa las seis deformaciones y  $\sigma$  el vector que reagrupa los seis esfuerzos, se puede simbolizar el vector  $\epsilon$  en función del vector  $\delta$  que reagrupa a las tres componentes de los desplazamientos de las cuatro esquinas del elemento:

$$\epsilon = B\delta \quad (29)$$

La teoría de la elasticidad permite escribir  $\sigma = D\epsilon$ , donde  $D$  es la matriz de la elasticidad.

La energía elástica de deformación del tetraedro se escribe:

$$w_e = \frac{1}{2} \iiint_e (\sigma, \epsilon) dv = VB^T DB \quad (30)$$

donde  $V$  es el volumen del elemento  $e$ ,

$$K = VB^T DB$$

$$w_e = 1/2 \delta^T K \delta \quad (31)$$

donde  $K$  designa la matriz de rigidez elemental.

La energía de deformación de la placa, que es la suma de energías elementales, aparece como de forma cuadrática en los desplazamientos de los puntos del sólido;  $\mu$  es el vector que reagrupa estos desplazamientos.

$$w_s = 1/2 \mu^T K \mu \quad (32)$$

donde  $K$  es la matriz de rigidez del sistema.

## Cálculo de la energía del sustrato

### Caso particular de un masivo homogéneo

Una fuerza puntual  $v = (v_1, v_2, v_3)$  se ejerce sobre la superficie del masivo en un punto  $0$ , origen del eje  $(0, x, y, z)$ , en donde el eje  $O_z$  está orientado según la vertical mostrada en la siguiente figura:

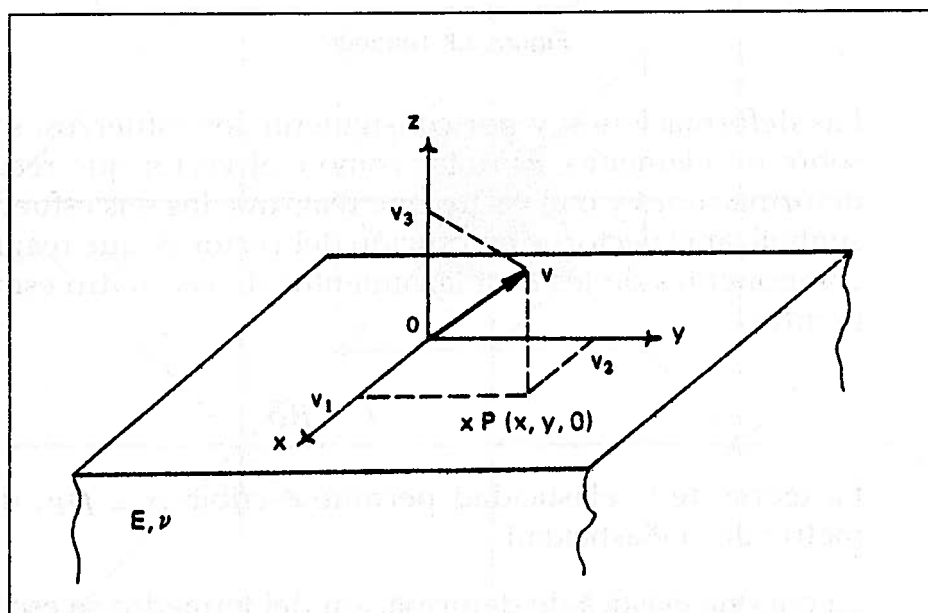


Figura 2.9. Masivo sometido a una carga puntual.

El masivo se caracteriza por el módulo de Young  $E$  y el coeficiente de Poisson.

Sea  $P(x, y, 0)$  un punto de superficie del masivo, los desplazamientos del punto  $P$  bajo la acción de la fuerza  $v$  están dados por las fórmulas (1),  $R$  designa la distancia de  $P$  al origen y  $\mu$  es el parámetro de Lamé.

$$\begin{aligned}
 4\pi\mu\mu_1 &= v_1 \left[ 2(1-\nu) \frac{1}{R} + \frac{2\nu x^2}{R^3} + v_2 \frac{2xy}{R^3} - v_3 (2\nu-1) \frac{x}{R^2} \right] \\
 4\pi\mu\mu_2 &= v_1 \left[ 2\nu \frac{xy}{R^3} + v_2 \left[ 2(1-\nu) \frac{1}{R} + 2\nu \frac{y^2}{R^3} \right] - v_3 \left[ (2\nu-1) \frac{y}{R^2} \right] \right] \quad (1) \\
 4\pi\mu\mu_3 &= v_1 \left[ (1-2\nu) \frac{x}{R^2} \right] + v_2 \left[ (1-2\nu) \frac{y}{R^2} \right] + v_3 \left[ 2(1-\nu) \frac{1}{R} \right]
 \end{aligned}$$

Al integrar sobre los triángulos  $T$  trazados de los tetraedros sobre el masivo, la expresión (1) toma la siguiente forma:

$$I = \iint_{\Delta} (ax + by + c) \frac{(x_0 - x)^\alpha (y_0 - y)^\alpha}{[(x_0 - x)^2 + (y_0 - y)^2]^{\frac{\alpha}{2}}} dx dy$$

$$X = x_0 - x \quad Y = y_0 - y \quad (\text{origen})$$

$$I = \iint_{\Delta T} (-1)^{\alpha+\beta} \frac{aX^{\alpha+1} + Y^\beta + bX^\alpha Y^\beta + 1 + (ax + by + c)X^\alpha Y^\beta}{[X^2 + Y^2]^{\frac{\alpha}{2}}} dx dy \quad (2)$$

Se puede descomponer  $\Delta$  en tres triángulos  $\Delta_1 \Delta_2 \Delta_3$

$$I = \iint_{\Delta T} \frac{X^\alpha Y^a}{[X^2 + Y^2]^{\frac{c}{2}}} dx dy \quad c \leq 2 : (a + b) \leq 3$$

El triángulo tiene una esquina de origen.

Las integrales  $Y$  se calculan fácilmente en coordenadas polares.

Entonces,  $p$  designa la distancia al punto  $0$  de la recta  $(j, k)$  y el ángulo con  $O_x$  de la normal, con  $0$  de la recta  $(j, k)$ .

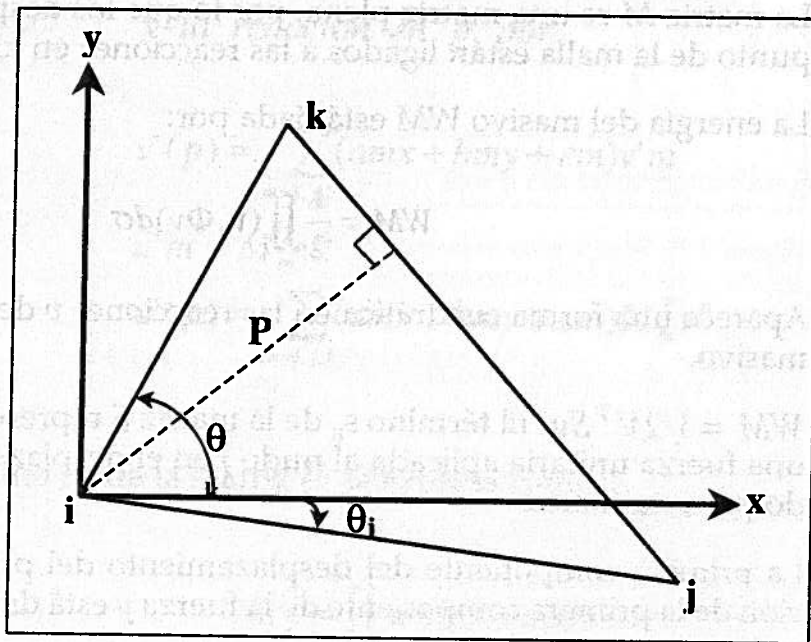


Figura 2.10 Parámetros en el cálculo de  $i$  en coordenadas polares.

$$I = \int_{\theta_j}^{\theta_k} d\theta \int_0^{p/\cos((\theta-\alpha))} \frac{p^{a+b} \text{Cos}^a \theta \text{Sin}^b \theta}{p^c} pdp \quad (33)$$

Una vez efectuadas las integraciones, el desplazamiento del punto  $p$  aparece como una función lineal de las reacciones en las tres esquinas.

$$v = \begin{bmatrix} v_i^1 \\ v_i^2 \\ v_i^3 \\ v_j^1 \\ v_j^2 \\ v_j^3 \\ v_l^3 \end{bmatrix} \quad \mu = \begin{bmatrix} \mu^1(p) \\ \mu^2(p) \\ \mu^3(p) \end{bmatrix} \quad (34)$$

El vector  $\mu$  se escribe matricialmente en función de  $v$ .

Se consideran sucesivamente todos los nudos de la malla y todos los triángulos para construir la matriz global  $M$ , que relaciona los desplazamientos de los nudos de la malla con las fuerzas aplicadas a los nudos.

$$\mu = Mv \quad (35)$$

Las componentes de  $V$  y de  $v$  se arreglan en orden 1, 2, 3.

La matriz  $M$  es una matriz plena, por lo que los desplazamientos del punto de la malla están ligados a las reacciones en los otros puntos.

La energía del masivo  $WM$  está dada por:

$$WM = \frac{1}{2} \iint_{\tau} (v, \Phi v) d\sigma \quad (36)$$

Aparece una forma cuadrática en las reacciones  $v$  de la placa sobre el masivo.

$WM = 1/2 V^T S v$ . El término  $s_{ij}$  de la matriz  $S$  representa el trabajo de una fuerza unitaria aplicada al nudo  $j$  en el desplazamiento producido por esta fuerza.

La primera componente del desplazamiento del punto  $p$  bajo la acción de la primera componente de la fuerza  $y$  está dada por la siguiente figura.

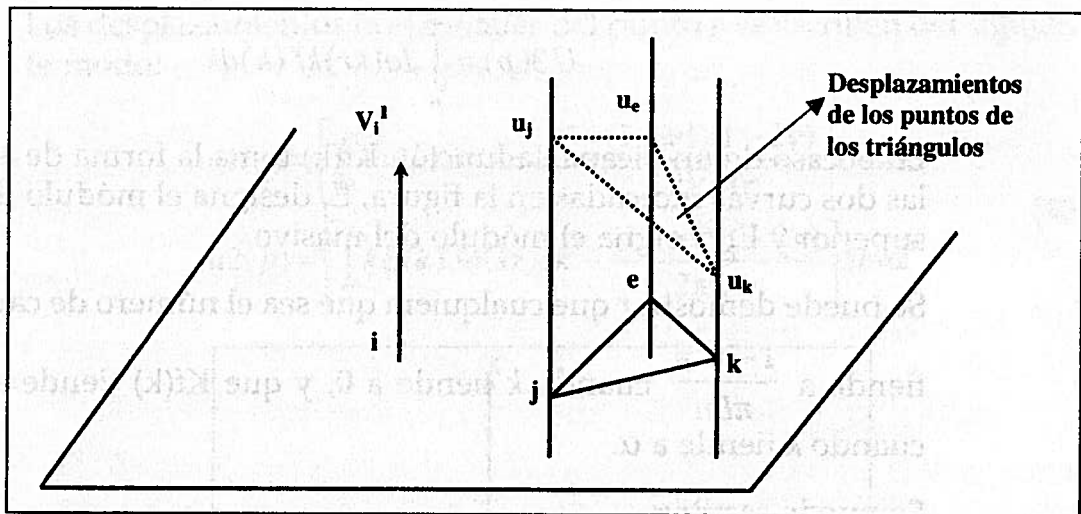


Figura 2.11 Desplazamiento de los puntos de un triángulo  $J k e$  bajo la acción de una fuerza del punto  $i$ .

$$u'(p) = \sum_{m=i,j,k,l} (amx + bmy + cm)u'm$$

y la reacción en  $p$  por

$$v'(p) = \sum_{m=i,j,k,l} (amx + bmy + cm)v'm$$

$$u'm = M_m^T v^n$$

$$u'(p) = \sum_{m=i,j,k,l} (amx + bmy + cm)M_m^T v^n$$

El término  $S_{ij}$  de la matriz  $m$  se expresa como

$$S_{i,j} = \iint_T u'(p)v'(p)dw$$

### Cálculo de la energía del sustrato. Caso general de un masivo estratificado multicapa elástico

#### Reacción del sólido sobre el masivo vertical

Esta reacción es el desplazamiento vertical de un punto  $P$  de la superficie del multicapa sometido a una fuerza vertical unitaria, lo cual se representa de la siguiente manera:

$$U_3(p) = \int_0^{\infty} J_0(kr) k f(k) dk \quad (37)$$

En el caso de un bicapa, la función  $Kf(k)$  toma la forma de alguna de las dos curvas indicadas en la figura,  $E_1$  designa el módulo de la capa superior y  $E_2$  designa el módulo del masivo.

Se puede demostrar que cualquiera que sea el número de capas,  $Kf(k)$  tiende a  $\frac{1 - \nu^2 n}{\pi E n}$  cuando  $k$  tiende a 0, y que  $Kf(k)$  tiende a  $\frac{1 - \nu^2 1}{\pi E 1}$  cuando  $k$  tiende a  $\alpha$ .

Se puede escribir:

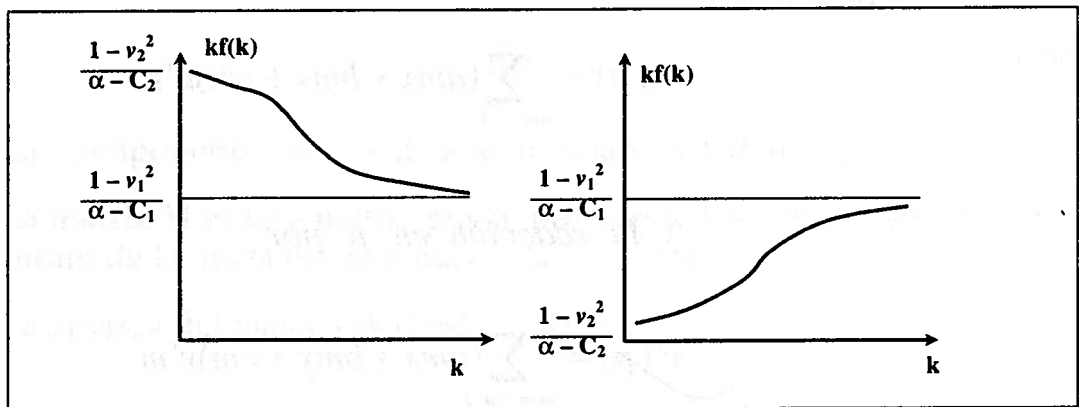


Figura 2.12 Trazos para la función  $kf(k)$ .

$$kf(k) = \frac{1 - \nu^2 n}{\pi E n} + k\phi(k) \quad (38)$$

$K\phi(k)$  es una función que tiende rápidamente a 0, cuando  $k$  tiende al infinito. Si se escribe el desplazamiento vertical del punto  $p$  con la ayuda de  $\phi(k)$ , se tiene:

$$u_3(p) = \int_0^{\infty} kf(k) J_0(kr) dk = \int_0^{\infty} \left[ \frac{1 - \nu^2 1}{\pi E 1} + k\phi(k) \right] J_0(kr) dk \quad (39)$$

$$u_3(p) = \frac{1 - \nu^2 1}{\pi E 1} \frac{1}{r} + \int_0^{\infty} k\phi(k) J_0(kr) dk$$

Si se supone que la carga se mantiene repartida linealmente sobre un triángulo  $T$ , el desplazamiento del punto  $p$  se obtiene por la integración sobre el triángulo  $T$  de los desplazamientos de las cargas elementales.

Los desplazamientos horizontales del punto  $p$  se escriben del siguiente modo:

$$\begin{aligned}
 u_1(p) &= \left[ \int_0^{\infty} k\varphi(k) J_0(kr) dk - \frac{(1-\nu_1)(1-2\nu)}{2\pi E_1 r} \right] \cos\alpha \\
 u_2(p) &= \left[ \int_0^{\infty} k\varphi(k) J_0(kr) dk - \frac{(1-\nu_1)(1-2\nu)}{2\pi E_1 r} \right] \sin\alpha
 \end{aligned}
 \tag{40}$$

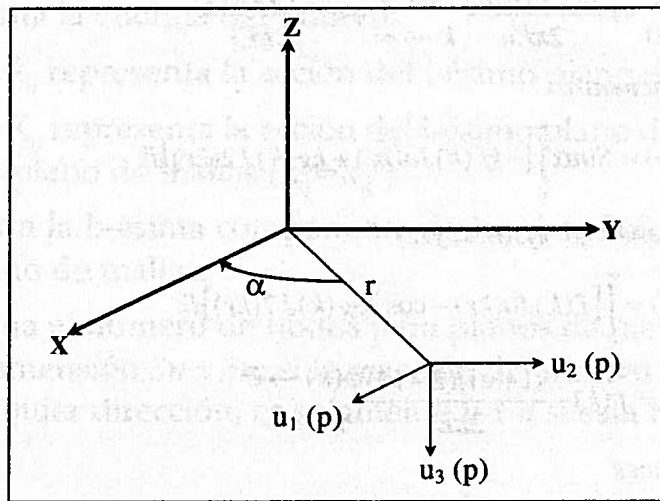


Figura 2.13 Desplazamientos.

**Parámetros que intervienen en el paso de coordenadas polares a cartesianas**

En la matriz  $M$ , la energía de deformación del masivo se calcula como:

$$WM = 1/2 V^T S v
 \tag{41}$$

**Reacción del sólido sobre el masivo**

Se debe tener en cuenta que las cargas horizontales  $\mu_r(p)$ ,  $\mu_\theta(p)$ ,  $\mu_z(p)$  designan las tres componentes del desplazamiento de un punto  $P$  de la superficie bajo la acción de una fuerza unitaria dirigida, según  $Ox$ .

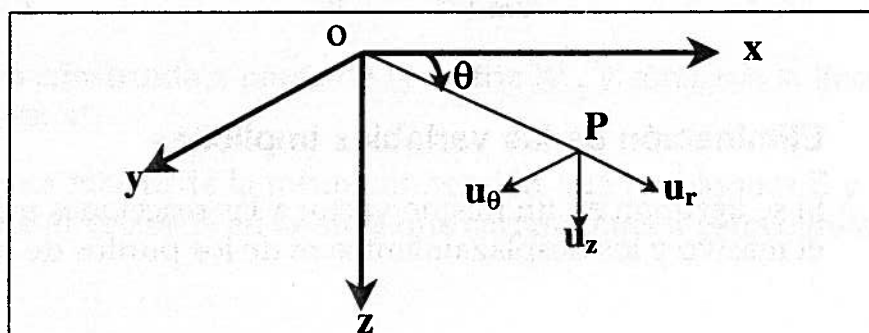


Figura 2.14 Definición de los desplazamientos en coordenadas polares.

En la figura se muestra que el desplazamiento radial del punto  $p$  puede escribirse de la siguiente manera:

$$u_r(p) = \text{Cos} \alpha \int_0^{\infty} [kf(k)J_0(kr) + kg(k)J_2(kr)] dk$$

$$k \rightarrow 0 \rightarrow \frac{(1+\nu n)(2-\nu n)}{2\pi E n} kf(k) \quad k \rightarrow \infty \rightarrow \frac{(1+\nu 1)(2-\nu 1)}{2\pi E 1}$$

$$k \rightarrow 0 \rightarrow \frac{(1+\nu n)(\nu n)}{2\pi E n} kg(k) \quad k \rightarrow \infty \rightarrow \frac{(1+\nu 1)(\nu 1)}{2\pi E 1}$$

se encuentra

$$u_{\theta}(p) = \text{Sin} \alpha \int_0^{\infty} [-kf(k)J_0(kr) + kg(k)J_2(kr)] dk$$

volviendo al eje  $(o, x, y, z)$

$$u_x(p) = \int_0^{\infty} [f(k)J_0(kr) - \cos 2\theta g(k)J_2(kr)] dk$$

$$\varphi(k) = f(k) - \frac{(1+\nu 1)(2-\nu 1)}{2\pi E 1} \varphi(k) \rightarrow 0$$

entonces

$$u_x(p) = \int_0^{\infty} \left[ (2-\nu 1)J_0(kr) - \frac{2\nu 1 x^2}{r^2} J_2(kr) \right] dk + \int_0^{\infty} [\varphi(k)J_0(kr) - \text{Cos} 2\theta \Psi(k)J_2(kr)] dk$$

o sea

$$u_x = \frac{(1+\nu 1)(2-\nu 1)}{2\pi E 1} \frac{1}{r} + 2\nu 1 \frac{x^2}{r^3} + \int_0^{\infty} [\varphi(k)J_0(kr) - \text{Cos} 2\theta \Psi(k)J_2(kr)] dk$$

Como en el caso de una carga vertical, se pueden obtener igualmente las integraciones para los otros desplazamientos.

$$\begin{aligned} u_y &= \frac{2\nu 1(1+\nu 1)xy}{2\pi E 1 r^3} + \int_0^{\infty} 2\text{Sin} \theta \text{Cos} \theta J_2(kr) \Psi(k) dk & \Psi k \rightarrow 0 \\ & & k \rightarrow \infty \\ u_z &= \frac{(1-2\nu 1)(1+\nu 1)x}{2\pi E 1 r^2} + \int_0^{\infty} \text{Cos} \theta J_1(kr) \Psi'(k) dk & \Psi' k \rightarrow 0 \\ & & k \rightarrow \infty \end{aligned} \quad (42)$$

### Eliminación de las variables implícitas

Si se agrupan en un mismo vector  $x$  las reacciones  $v$  de la placa sobre el masivo y los desplazamientos  $m$  de los puntos de la placa, es decir:

$$X^T = (v, \mu) \quad (43)$$

Se reagrupan los puntos de la placa en capas que se llamarán planos de la malla.

Se llama variable pegada a toda componente del vector  $x$ , que corresponde a un desplazamiento impuesto idéntico al masivo.

Antes de eliminar la variable pegada, la matriz tiene la forma representada en la matriz  $D$ .

- $S$  representa la energía del masivo.
- El bloque  $k_{ij}$  representa la acción del  $i$ -ésimo plano de mallas.
- El bloque  $K_{ij}$  representa la acción del  $i$ -ésimo plano de mallas, sobre el  $i$ -ésimo plano de mallas ( $k_{ij} = k_{ji}^T$ ).
- $Ua^b$  designa la  $b$ -ésima componente de los desplazamientos del  $a$ -ésimo plano de mallas.
- Si  $n$  designa el número de nodos para planos de mallas, un bloque  $k_{ij}$  es de dimensión  $3n \times 3n$ ; si la reacción del masivo sobre el sólido tiene cualquier dirección, es solamente  $n \times n$  si esta relación es vertical.

La eliminación de una incógnita  $X^*$  con la ayuda de la matriz de Green  $X^* = Nv$ , aumenta el ancho de la banda de la matriz, puesto que enlaza las reacciones de  $v$  de la placa sobre el masivo, la cual tiene todas las incógnitas ligadas a  $X^*$ ; además, la matriz resultante después de la eliminación aparece al final de este capítulo representada como  $D'$ .

Si se descomponen las matrices, se tiene lo siguiente:

$$K_{11}^I = K_{11}^I + K_{12}^I \quad (44)$$

$K_{11}^I$  está construida a partir de la matriz  $K_{11}^I$  y conserva la línea de la columna de la incógnita  $x^*$ .

$$K_{12}^I = K_{11}^I + K_{12}^I \quad (45)$$

$K_{12}^I$  está construida a partir de la matriz  $K_{12}^I$  y conserva la línea de la incógnita  $x^*$ .

$\hat{N}$  es una matriz de la misma dimensión que los bloques  $B$  y  $C$ , que contiene el vector  $N$  en la línea que corresponde a la incógnita  $x^*$ .

Igualmente:

- Se escribe el vector  $u$ , el cual contiene los desplazamientos de los puntos del primer plano de mallas bajo la forma  $\mu_1 = x'^* + \mu_1$ , donde  $x'^*$  es el vector que contiene  $X^*$  en la línea correspondiente a la incógnita que se va a eliminar.
- $x'^* = \hat{N}v$

El término en  $X^*$  es el desarrollo de la forma cuadrática, el cual está dado por:

$$E = V^T B1(X'^* + U1) + (X'^* + U1)B^T V + (X'^* + U1)\hat{k}'_{11}(X'^* + U1) + (X'^* + U1)\hat{k}'_{12}U2 + U2(X'^* + U1)\hat{k}'_{12}^T$$

Se reemplaza  $x'^*$  por  $Nv$  y se encuentra

$$E = V^T (B1\hat{N} + \hat{N}^T B1^T + \hat{N}^T \hat{k}'_{11} \hat{N})v + V^T (\hat{N}^T k'_{12}) + U2^T (k'_{12} \hat{N}^T) \mu^T \hat{k}'_{11} \mu + U1^T \hat{k}'_{12} U2 + U1^T \hat{k}'_{12} U2 + U2^T \hat{k}'_{12} U$$

Se ve que la eliminación conserva la simetría de la matriz

$$S'' = S' + B1\hat{N} + \hat{N}^T B1^T + \hat{N}^T \hat{k}'_{11} \hat{N}$$

las matrices  $B$  y  $C$

$$B' = B + \hat{N}^T \hat{k}'_{11}$$

$$C = C + \hat{N}^T k'_{12}$$

#### Notas sobre la resolución del sistema lineal

Las condiciones límites son las condiciones integrales de un punto del primer plano de malla, las cuales están ligadas a todos los puntos de este plano. Se considera el caso donde la reacción del masivo sobre el sólido se supone vertical; sea  $n$  el número de puntos en un plano horizontal y  $m$  el número de esos planos, el sistema se comporta  $(3m+1)n$  incógnitas y el ancho de la banda es  $7n$ .

Se deben almacenar  $7n^2(3m+1)$  términos.

Sea  $d$  la matriz tridiagonal por bloques. La solución  $w$  del sistema lineal  $Dw = r$  estará dada por:



Con

$$\gamma_1 = C_1$$

$$\delta_1 = \gamma_1^{-1} D_1$$

$$\eta_1 = \gamma_1^{-1} E_1$$

$$\beta_2 = D_1^T$$

$$\gamma_2 = C_2 - \beta_2 \delta_1$$

$$\delta_2 = \gamma_2^{-1} (D_2 - \beta_2 \eta_1)$$

$$\alpha_3 = E_1^T$$

$$\beta_3 = D_2^T - \alpha_3 \delta_1$$

$$\gamma_3 = C_3 - E_1^T \eta_1 - \beta_3 \delta_2$$

$$\delta_3 = \gamma_3^{-1} D_3$$

$$\beta_i = D_{i-1}^T$$

$$\gamma_i = C_i - \beta_i \delta_{i-1}$$

$$\delta_i = \gamma_i^{-1} D_i$$

# ***CAPÍTULO 3***

---

## ***Análisis teórico del bombeo en placas de concreto***

## ELEMENTOS TEÓRICOS DE BASE

La representación cuantitativa del aspecto hidráulico del fenómeno requiere modelos hidráulicos simples que no deforman la realidad.

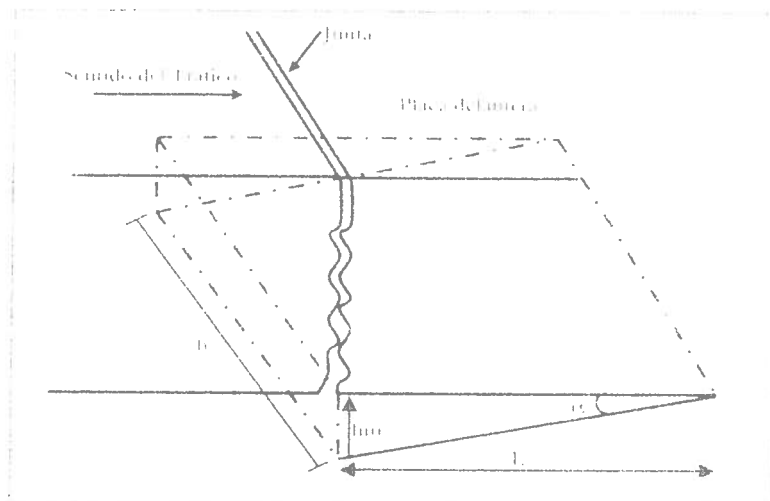


Figura 3.1 Parámetros caracterizados por la forma geométrica de la cavidad de la placa delantera.  $L$ ,  $b$  y  $hm$  son la longitud, el ancho y la profundidad inicial, en ese orden.

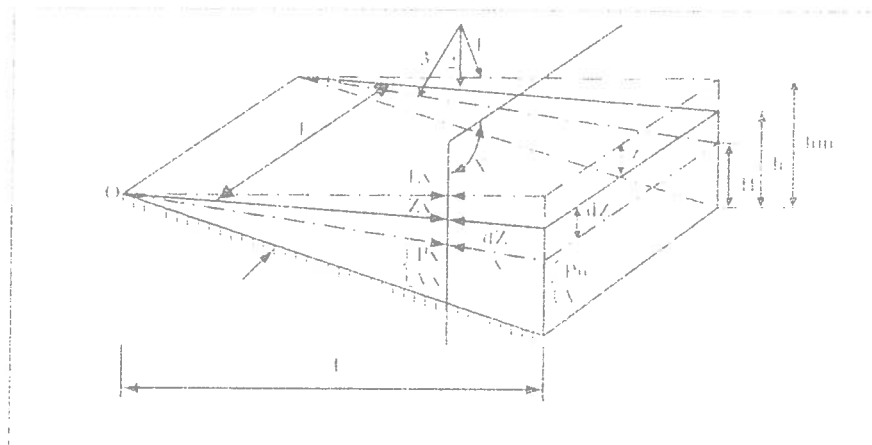


Figura 3.2 Notaciones para los cálculos hidrodinámicos del caudal de expulsión de agua y la presión.

En la figura se representa el modelo de la cavidad retenida en una primera etapa para estudiar la expulsión del agua, suponiendo que la cavidad está llena de agua.

La expulsión de agua se hace mientras pasa el eje de un vehículo.

Se puede establecer la velocidad de expulsión del agua en función de la deflexión de la parte posterior de la placa.

### EXPULSIÓN DEL AGUA EN UNA SOLA DIRECCIÓN

En esta hipótesis se tiene en cuenta el caso donde el agua fluye, sea longitudinalmente hacia la junta de fraguado o transversalmente hacia la berma.

Donde:

$L$  = longitud de la cavidad

$b$  = ancho de la cavidad

$\delta$  = profundidad de la cavidad

$X$  = sección tomada para el estudio

$x$  = índice dado en  $X$

El volumen elemental  $dvx$  expulsado por una deflexión  $dz$  para un tiempo infinitamente pequeño  $dt$ , es el siguiente:

$$dvx = \frac{L_x dz_x}{z} \quad (1)$$

Si  $Qx$  es el caudal de expulsión de agua durante  $dt$  se tiene:

$$dvx = Qxdt = Vx(\delta x - zx - dzx)dt \quad (2)$$

Sea  $Vx$  la velocidad de expulsión del agua en el plano  $x$ , igualando (1) y (2)

$$Vx = \frac{Lx}{2(\delta x - zx)} \frac{dzx}{dt} \quad (3)$$

$$\delta x = \delta \frac{Lx}{L}; zx = z \frac{Lx}{L}; dzx = dz \frac{Lx}{L}$$

$$V_x = \frac{Lx}{2(\delta - z)} \frac{dz}{dt} \quad (4)$$

Como el término  $dz/dt$  designa la velocidad de deflexión, se obtiene:

$$V_x = \frac{LxV_d}{2(\delta - z)} \quad (5)$$

En consecuencia, la expresión de velocidad del agua a la salida de la cavidad es:

$$V = \frac{LV_d}{2(\delta - z)} \quad (6)$$

$$V_x = V \frac{Lx}{L} \quad (7)$$

## EXPULSIÓN DEL AGUA EN DOS DIRECCIONES

Suponiendo que el agua bajo placas se expulse tanto por la junta transversal como por la berma, se tiene:

$$V_x = \frac{Lx\alpha V_d}{2\left(\frac{Lx}{2} + 1\right)(\delta - z)} \quad (8)$$

y en el extremo:

$$V_x = \frac{L\alpha V_d}{2\left(\frac{L}{2} + 1\right)(\delta - z)} \quad (9)$$

De la ecuación (9) se puede interpretar lo siguiente:

- Si  $\delta > z$  (caso donde la cavidad es importante o en que los gradientes térmicos crean una deformación superior a la que impone el eje),  $V$  es proporcional a  $1/(\delta - z)$ , por lo que la expulsión es más intensa a medida que la deflexión crece; de ahí la influencia de la carga de diseño y el porcentaje de ejes pesados.

Para una cavidad profunda ( $\geq 5$  mm), la velocidad depende poco de esta profundidad; sin embargo, se deben considerar dos fenómenos: por una parte, estas cavidades constituyen una cierta reserva de agua

que hace que el tiempo que dura el bombeo sea importante; por otra, un perfil de erosión se crea más lejos de la junta transversal.

- Cuando  $\delta \leq z$  (caso donde la carga placa se ejerce contra la fundación), existe un punto de discontinuidad en el modelo; esto significa que la presión instantánea puede impedir el contacto de la placa de fundación.
- La velocidad de expulsión del agua es proporcional a la velocidad de deflexión. Como la placa se carga adelante entre dos y diez veces más rápido que en la parte trasera, la expulsión se hace en forma de escalera.

Debido a que la velocidad del vehículo condiciona la velocidad de deflexión, se puede pensar que la primera cumple un papel importante en el bombeo.

Este aspecto resulta difícil de verificar en la realidad.

La velocidad de expulsión del agua depende de las dimensiones de la cavidad,  $L\alpha/(0,5L+\alpha)$  y  $1/(\delta-z)$ , donde  $z$  depende de  $L$ .

## PRESIÓN DEL AGUA BAJO LAS PLACAS

Si se considera que la presión del agua a la salida de la cavidad es la presión atmosférica y si la velocidad de expulsión del agua cuando  $Lx = 0$  es nula, utilizando la ecuación de Bernoulli se tiene:

$$P_0 = P_x + \frac{V_x^2}{2g} + zx + \Delta H_0 \rightarrow Lx \quad (10)$$

$$P_0 = \frac{V^2}{2g} + z + \Delta H_0 \rightarrow L \quad (11)$$

$\Delta H_0 \rightarrow Lx$ : pérdida de carga de 0 a  $Lx$

$\Delta H_0 \rightarrow L$ : pérdida de carga de 0 a  $L$

Se supone que la pérdida de carga es proporcional al cuadrado de la velocidad de expulsión del agua, ya que  $z$  es muy pequeño comparado con otros términos en las relaciones (10) y (11).

$$P_A + (k+1) \frac{v^2}{2g} = (k'+1) \frac{v'^2}{2g} \tag{12}$$

$V = V' \frac{L}{L'}$  y  $k = k'$  Coeficiente de pérdida de carga

$$P_A = \frac{k+1}{2g} \left[ V' \left( \frac{L}{L'} - 1 \right) \right]^2 \tag{13}$$

$$P_A = \frac{k+1}{8g} \left[ \frac{Vd}{\delta - z} \right]^2 (L - L') \tag{14}$$

de manera general se puede escribir

$$V' = k \sqrt{P_A} \Leftrightarrow P_A = k' V'^2$$

$$k' = \frac{1}{k^2} = \frac{k+1}{2g} \left( \frac{L}{L'} - 1 \right) \tag{15}$$

### EROSIÓN POR LA ACCIÓN DINÁMICA DEL AGUA

Para simplificar el problema, se considera que la cavidad es un conducto rectangular de longitud  $L$ , ancho  $\alpha$  y altura  $\delta$ .

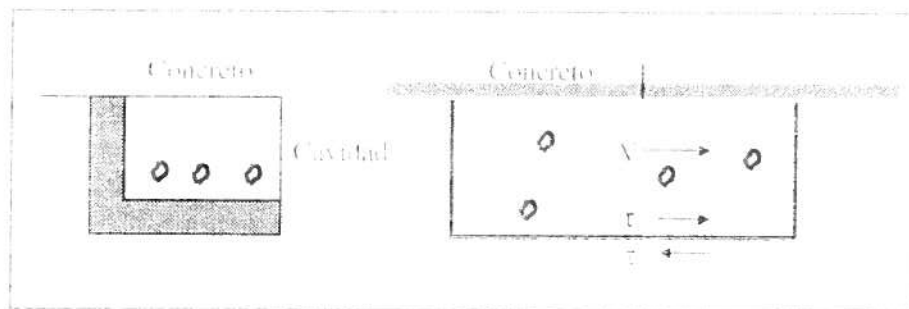


Figura 3.3 Acción dinámica del agua.

La expulsión del agua genera sobre las paredes una tensión unitaria  $\tau$  llamada tensión de frotamiento o tensión tangencial:

Donde:

$$\tau = \omega R i$$

$\omega$  = peso volumétrico del agua

$R$  = radio hidráulico de la cavidad

$y$  = pérdida de la carga por metro lineal

Como  $L$  es muy superior a  $\delta$ , se puede escribir así:

$$\tau = \omega \delta i$$

La fórmula de Darcy-Weissbach de la pérdida de la carga debida al frotamiento en un conducto circular de diámetro  $d$  es:

$$i = \frac{f v^2}{2 \delta g} \quad (16)$$

Para utilizar la relación 18 en este caso, se reemplaza  $d$  por  $4R$  o  $4\delta$ :

$$i = \frac{f v^2}{4 \delta 2 g} \quad (17)$$

Por consiguiente, la tensión de frotamiento se puede escribir:

$$\tau = \frac{f \omega v^2}{8 \delta g} \quad (18)$$

a) Para un flujo laminar, el coeficiente de frotamiento es:

$$f = 64 / Re \quad (19)$$

$Re$  = número de Reynolds

b) Para un flujo turbulento,  $f$  se representa por:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \text{Log}(Re \sqrt{f}) - 0.8 \quad \text{Prandtl-Karman}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -\text{Log}\left(\frac{\epsilon}{3.7d} + \frac{2.5}{Re \sqrt{f}}\right) \quad \text{Colebrook} \quad (20)$$

La ecuación de Colebrook se considera la más aceptable para calcular  $f$ , ya que esta ecuación tiene en cuenta a la vez la turbulencia y la rugosidad e absoluta de las paredes.

$$\tau' = c + w'd \times k \quad (21)$$

con:

$d$  = diámetro del material

$c$  = cohesión

$w'$  = peso volumétrico del material pesado en el agua

$k$  = coeficiente sin dimensión

Cuando  $\tau = \tau'$ , los materiales de diámetro  $d$  empiezan a desplazarse y comienza la erosión de la superficie de las cargas de la fundación. Así es factible definir la velocidad crítica del agua para cada material.

$$V_c = \sqrt{\frac{8g}{f \times w} (c + w'd \times k)} \quad (22)$$

En la expresión (22) se muestra que la resistencia a la erosión de la superficie de la fundación depende de sus propiedades mecánicas ( $c$ ,  $k$ ) y de la calidad de la superficie ( $f$ ).

## ESTIMACIÓN DE LAS VELOCIDADES DE EXPULSIÓN DEL AGUA

El primer objetivo es evaluar el orden de magnitud de las velocidades de expulsión del agua bajo las placas a través de cálculos simples de hidráulica.

### Balance del desplazamiento de los finos bajo placas

Se supone que la cohesión del material es nula y que el agua transporta los finos. La expresión de la expulsión del agua crítica es:

$$V_c = \sqrt{\frac{8g}{fw} (w'k)} \quad (23)$$

M. Velikanov propuso simplificar esta fórmula, con el fin de calcular la velocidad correspondiente al caso de granulares de más de 1 mm de diámetro.

Esta fórmula se escribe de la siguiente manera:

$$\frac{Vc^2}{g} = 14d + 5,8 \quad (24)$$

V: en mm/s

d: en mm/s

g: en mm/s<sup>2</sup>

**Tabla 3.1**  
Valores de  $Vc$  conociendo  $d$

d (mm)	Vc (m/s)
0,1	0,26
1	0,45
2,5	0,6
5	0,86
10	1,2

### Balance de la fuerza de portancia

El movimiento de una partícula fina de diámetro  $d$  por la junta o por la cavidad vertical de la berma en contacto con la placa se realiza gracias a la fuerza portante  $T$  que el agua ejerce sobre la partícula.

$$T = C_f \frac{\rho S V^2}{2} \quad (25)$$

$C_f$  = coeficiente de portancia

$S$  = sección principal de la partícula fina

$\rho$  = masa específica del agua

El peso aparente de esta partícula en el agua, que se resiste al movimiento vertical, es:

$$P = \frac{4}{3} \pi r^3 w^3 g \quad (26)$$

Al igualar (25) y (26), se deduce una expresión de la velocidad crítica del agua merced a la cual una partícula de diámetro  $d$  comienza a subir y sale a través de la junta.

$$V_c = \sqrt{\frac{8rw'g}{3C_f\rho}} \quad (27)$$

El coeficiente  $C_f$  es una función del número de Reynolds cuyo valor es:

$$Re = \frac{Vcd}{r} \quad (28)$$

$v$  = velocidad cinética del agua  $\approx 10^6$  m<sup>2</sup>/s

Los valores de  $Re$  se sitúan en el intervalo  $Re$  entre 10 y  $10^3$ ,  $C_f$  varía de 0,7 a 7.

Las velocidades críticas cuando se toma  $C_f = 1$  son

**Tabla 3.2**  
Valores de  $V_c$  conociendo  $d$

$d$ (mm)	$V_c$ (m/s)
0,1	0,05
1	0,15
5	0,35
10	0,48

## BALANCE DE LA ECUACIÓN DE ENERGÍA

Las observaciones del bombeo permiten suponer que la altura de los chorros de agua a la salida de la cavidad varían entre algunos centímetros y 75 cm en el caso de placas rotas en el paso de un eje pesado.

Si no se tiene en cuenta la pérdida de carga debida al frotamiento en el interior de la junta y al contacto con el aire, la velocidad de expulsión del agua resulta de la ecuación de la energía.

$$V = \sqrt{2gH} \quad , \quad H = \text{altura del agua de eyección} \quad (29)$$

**Tabla 3.3**  
Valores de V conociendo H

H (m)	V (m/s)
0,01	0,44
0,05	1
0,10	1,4
0,35	2,7
0,55	3,3
0,75	3,75

# **CAPÍTULO 4**

## ***Método de cálculo de refuerzo con materiales tratados***

## ESQUEMATIZACIÓN DE LA CARGA. INTENSIDAD DE APLICACIÓN

La carga se supone repartida uniformemente sobre una o varias huellas circulares. En el caso del eje de 130 kN, su esquematización es:

$$2P = 2\pi q_0 a^2 = 6,5 \text{ t}$$

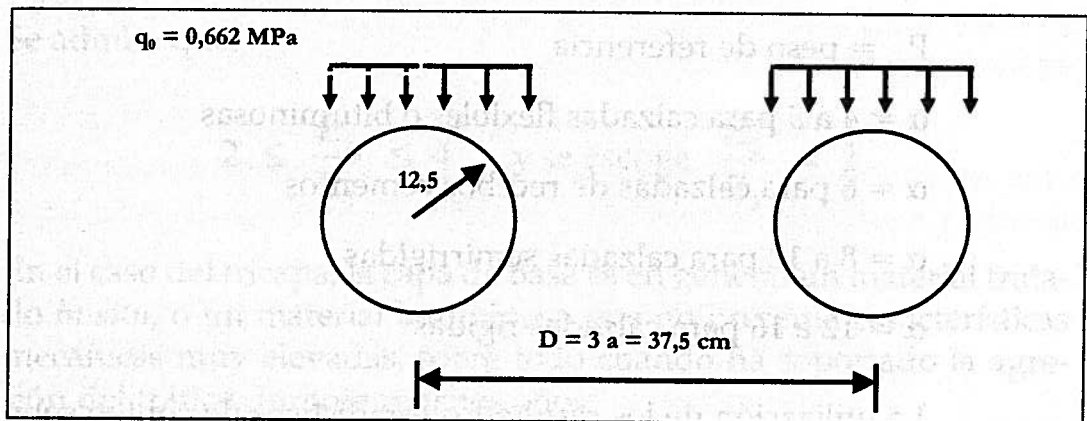


Figura 4.1 Esquematización de la carga.

Si se modifica la carga del eje de referencia, el gráfico siguiente permite encontrar  $q_0$ :

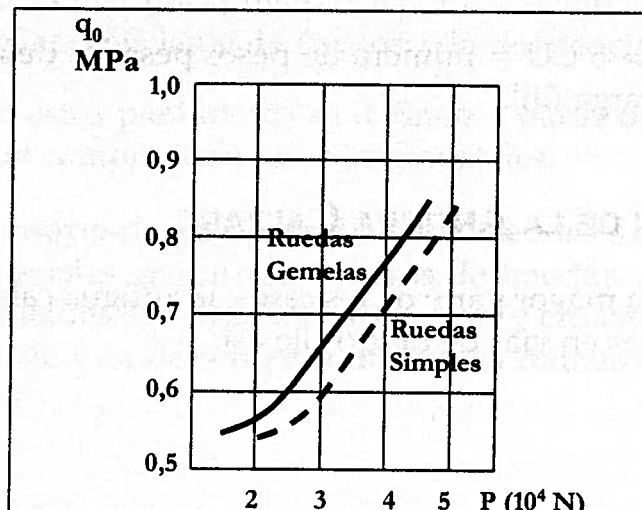


Figura 4.2 Relación peso sobre una rueda y presión de contacto adoptado para los cálculos.

### Intensidad de aplicación de las cargas $N$

Para el gráfico dado, por definición, la intensidad de aplicación de las cargas  $N$  es:

$$N = N_e \times 365 \text{ días} \times N^b \text{ años} \times \text{Factor de crecimiento.}$$

Con:

$N = N^b$  de ejes diarios equivalentes.

$$= \sum n_i \left( \frac{P_i}{P_{re}} \right)^\alpha \quad (1)$$

$P_i$  = clase de tráfico por peso

$P_{re}$  = peso de referencia

$\alpha = 4$  a  $5$  para calzadas flexibles o bituminosas

$\alpha = 6$  para calzadas de recebos cementos

$\alpha = 8$  a  $12$  para calzadas semirrígidas

$\alpha = 12$  a  $16$  para calzadas rígidas

La utilización de los resultados estadísticos de conteo sobre una red conduce a determinar un coeficiente de correspondencia  $k$ , tal que:

$$N_e = k N_{pl} \quad (2)$$

$N_{pl} > 5 \text{ CU}$  = número de pesos pesados de más de cinco toneladas de carga útil.

### MODELACIÓN DE LA ANTIGUA CALZADA

En la mayor parte de los casos, la antigua calzada se modela para los países en vías de desarrollo así:

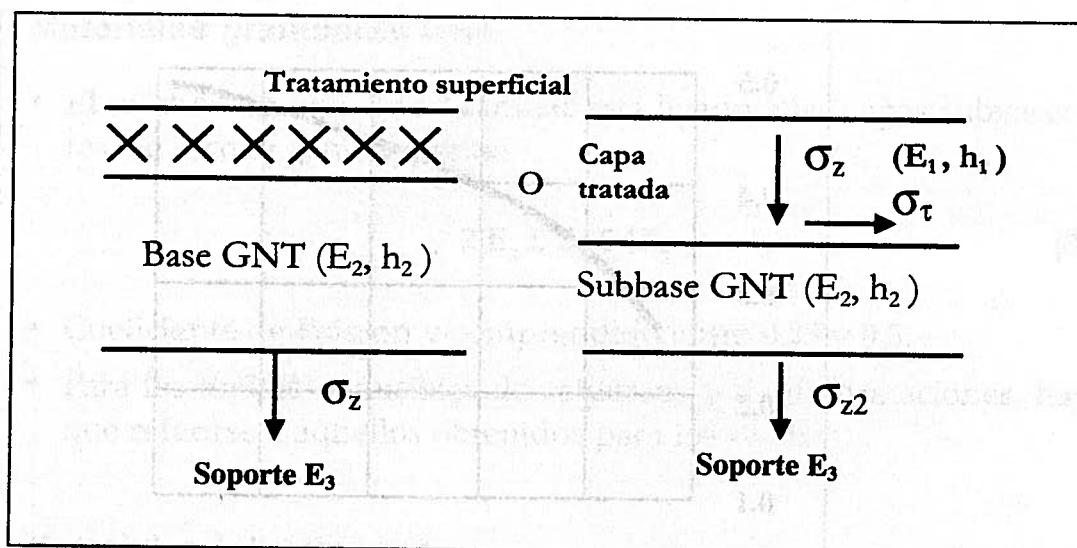


Figura 4.3 Modelación de una antigua calzada.

Se admite que:

$$2 \leq \frac{E_2}{E_3} \leq 4 \quad \text{y se escoge} \quad \frac{E_2}{E_3} = 2$$

En el caso del tricapa, la capa de base es en general un material tratado *in situ*, o un material bituminoso que no presenta características mecánicas muy elevadas, sobre todo cuando ha soportado la agresión del tráfico durante muchos años.

## CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las características mecánicas retenidas por los materiales son el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y la resistencia a la fatiga.

Los valores de estos parámetros se definen a partir de ensayos de laboratorio y de comprobaciones experimentales.

- Se realizan ensayos de CBR para el módulo de suelos de subrasante y de los materiales granulares, ensayos de tracción para aquellos materiales tratados con ligantes hidráulicos, y ensayos de tracción o de compresión en flexión para materiales tratados con ligantes bituminosos.

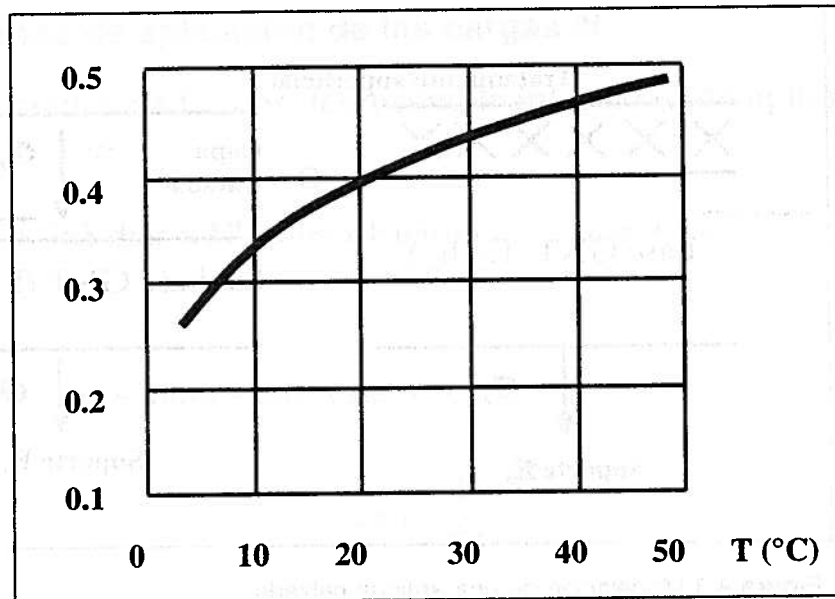


Figura 4.4 Variación del coeficiente de Poisson con la temperatura.

- El parámetro de rotura en fatiga es el esfuerzo de tracción por flexión ( $\sigma_f$ ) en la base de la capa para materiales tratados con ligantes hidráulicos. El límite admisible ( $\sigma_a$ ) se calcula para un número de ciclos dado y un riesgo escogido.
- La deformación relativa de tracción por flexión ( $\epsilon_f$ ) es la base de la capa para los materiales tratados con ligantes bituminosos. El límite admisible ( $\epsilon_a$ ) se calcula para un número de ciclos dado, a una temperatura fija y a un riesgo seleccionado.

## Soporte

El suelo se define por sus características geotécnicas:

- Módulo,  $E = k \times \text{CBR}$ ,  $5 < k < 10$  (se toma  $k = 5$ ) (En MPa)
- Coeficiente de Poisson:  $\nu = 0,35$  a  $0,5$
- Límites admisibles:

- Esfuerzo  $= \sigma_z = \frac{CE}{1 + 0,7 \text{ Log } N}$   $C = 0,006$  a  $0,008$  para los materiales tratados con ligantes hidráulicos.

- Deformación para los materiales bituminosos:

$$\epsilon_z = 2,8 \times 10^{-2} N^{-0,25} \text{ (Shell)}$$

### Materiales granulares GNT

- El módulo de una capa granular está ligado a las capas subyacentes. Se escoge generalmente:

$$2 E_3 \leq E_2 \leq 4E_3 \quad (3)$$

- Coeficiente de Poisson  $\nu$  comprendido entre 0,35 y 0,5.
- Para los límites admisibles de esfuerzos y de deformaciones, hay que referirse a aquellos obtenidos para los suelos.

### Materiales bituminosos

Para los materiales bituminosos no degradados, los módulos se determinan por ensayos de tracción directa o de flexión. Cada valor de módulo se acompañará de la pareja de referencia (temperatura - tiempo de carga).

Para los materiales degradados, caso difícil de las estructuras antiguas, el método está comprendido entre uno de una grava y otro de un material no degradado.

#### *Ejemplo de una grava asfáltica*

- Módulo: 8.000 MPa (15 °C - 10 Hz)

Dominio de variación: 2.000 MPa a 40 °C, 10.000 MPa a 0 °C

Países tropicales (15 °C - 10 Hz), 4.000 MPa.

- Coeficiente de Poisson: varía sencillamente con la temperatura

$$T < 10 \text{ °C}, \nu = 0,30$$

$$T = 15 \text{ °C}, \nu = 0,35$$

$$T = 30 \text{ °C}, \nu = 0,40$$

$$T = 40 \text{ °C}, \nu = 0,50$$

- Deformación admisible:  $\epsilon$  se calcula para un número de ciclos  $N$  estimado, con un riesgo  $R$  aceptado, a una temperatura  $T$  (°C) dada a partir de la deformación de referencia  $\epsilon_g$  conocida para 1.000.000 de ciclos.

$$\varepsilon = k_1 \times k_2 \times k_3 \times k_4 \times \varepsilon_6 \quad (4)$$

$$k_1 = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_6} = \left( \frac{N_6}{N} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (5)$$

$$\alpha = 5,25$$

Es la variación del límite admisible  $\varepsilon_6$  cuando el número de ciclos es diferente de  $10^6$ .

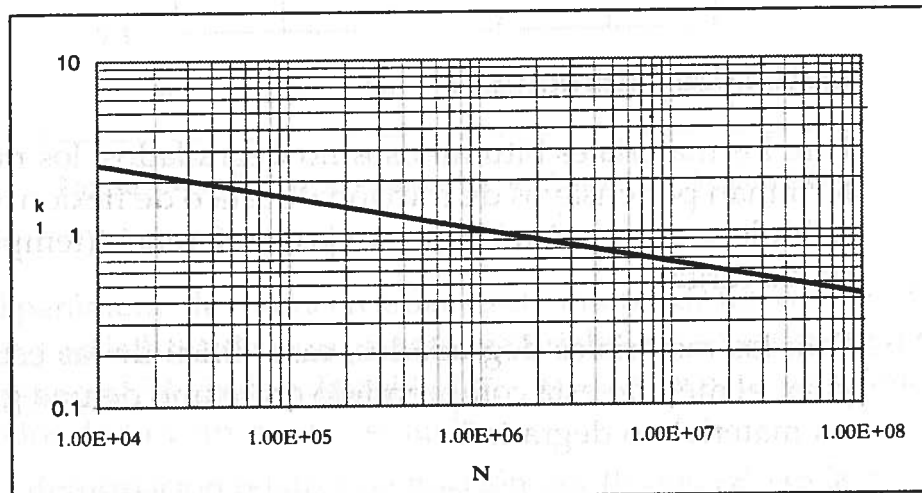


Figura 4.5 Variación de  $k_1$  con el número de ciclos normales.

- $k_2$ : variación del límite admisible  $\varepsilon_6$  cuando la temperatura de referencia es diferente de  $15^\circ\text{C}$ .

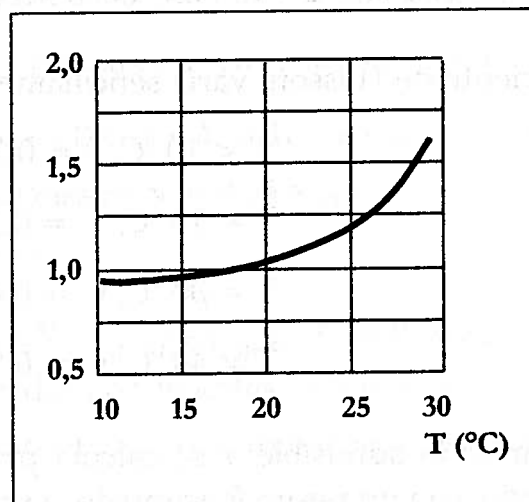


Figura 4.6 Materiales bituminosos.

- $k_3$ : tiene en cuenta el riesgo aceptado

$$k_3 = 10^{-1b\delta} \quad (6)$$

- $k_4$ : coeficiente de calibración de modelos teóricos.  $k_4 = 1,3$  para la grava bituminosa.

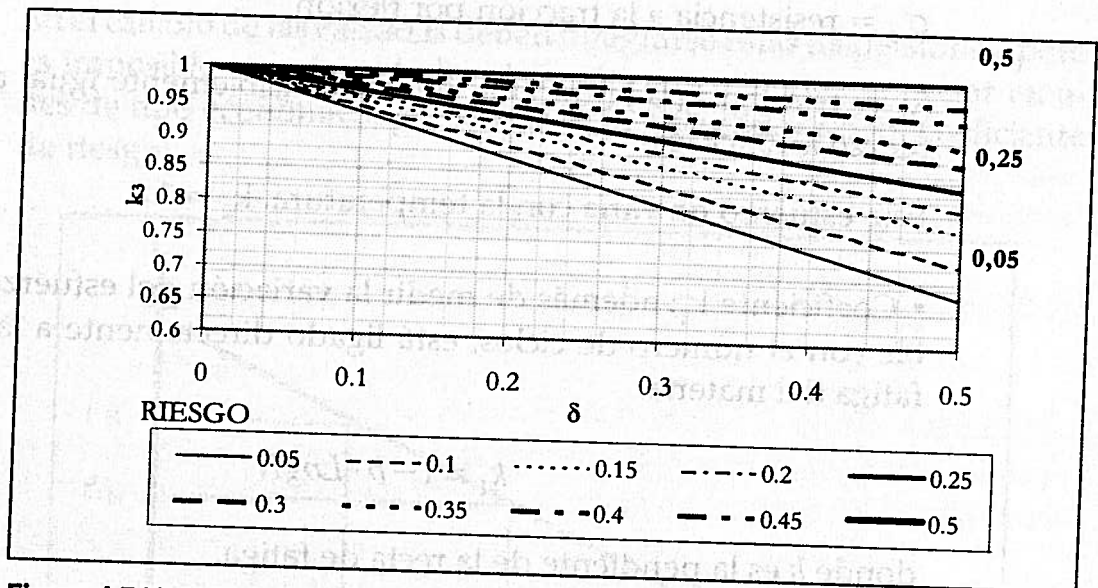


Figura 4.7 Variación de  $k_3$  con  $\delta$  para un riesgo dado.

### Materiales tratados con ligantes hidráulicos

Para los materiales nuevos o para los materiales de calzadas viejas en buen estado, las características mecánicas se obtienen a partir de ensayos en laboratorio sobre probetas o sobre cilindros extraídos: tracción directa, flexión, auscultación dinámica, ruptura en tracción diametral "brasileño".

Cuando los materiales *in situ* están en mal estado, se deben evaluar de acuerdo con el buen criterio del ingeniero.

#### Ejemplo

Un recebo tratado con cemento para un refuerzo puede tener un módulo de 5.000 MPa. Para el mismo material, en una capa de base después del paso de varios años, será del orden de 800 a 1.000 MPa.

En los dos casos, el coeficiente de Poisson se toma igual a 0,25.

- Cálculo del esfuerzo admisible

El esfuerzo admisible para un número de ciclos  $N$  estimado tiene un riesgo  $R$  aceptado y se escribe:

$$\sigma = k_4 \cdot (k_1 - k_3) \sigma_0 \quad (7)$$

$$\bar{\sigma} = 2 k_4 \times (k_1 - k_3) R_T \quad (8)$$

$\sigma_0$  = resistencia a la tracción por flexión

$R_T$  = resistencia a la tracción directa sensiblemente igual a  $\sigma_6$  (esfuerzo a  $10^6$  ciclos)

Este esfuerzo no varía con la temperatura.  $k_2 = 1$

- Coeficiente  $k_1$ : además de medir la variación del esfuerzo admisible con el número de ciclos, está ligado directamente a la recta de fatiga del material:

$$k_1 = 1 - b \cdot \text{Log}N \quad (9)$$

donde  $b$  es la pendiente de la recta de fatiga.

- Coeficiente  $k_3$ : toma en cuenta el riesgo aceptado y se determina a partir de la relación:

$$k_3 = 10^{-tb\delta} \quad (10)$$

Donde:

$t$ : fractil de la ley normal para el riesgo  $R$ .

$b$ : pendiente de la recta de fatiga.

$\delta$ : desviación estándar de la dispersión.

- Coeficiente  $k_4$ : su valor medio es 1,5, en el caso de los materiales tratados con ligantes hidráulicos.

## DISPERSIÓN Y RIESGO

En la práctica se comprueba que:

- El espesor de una capa de la calzada nunca es constante.

- Las propiedades mecánicas de los materiales se encuentran dentro de ciertos límites que tienen en cuenta las dispersiones: curva granulométrica, contenidos de ligante, compactación.
- El módulo de rotura *in situ* no es idéntico al obtenido en las probetas del laboratorio.

En el cálculo de las calzadas deben integrarse estas dispersiones, pero es imposible tenerlas a todas sistemáticamente en cuenta por razones de tipo económico, por lo que se justifica adoptar un coeficiente de riesgo:

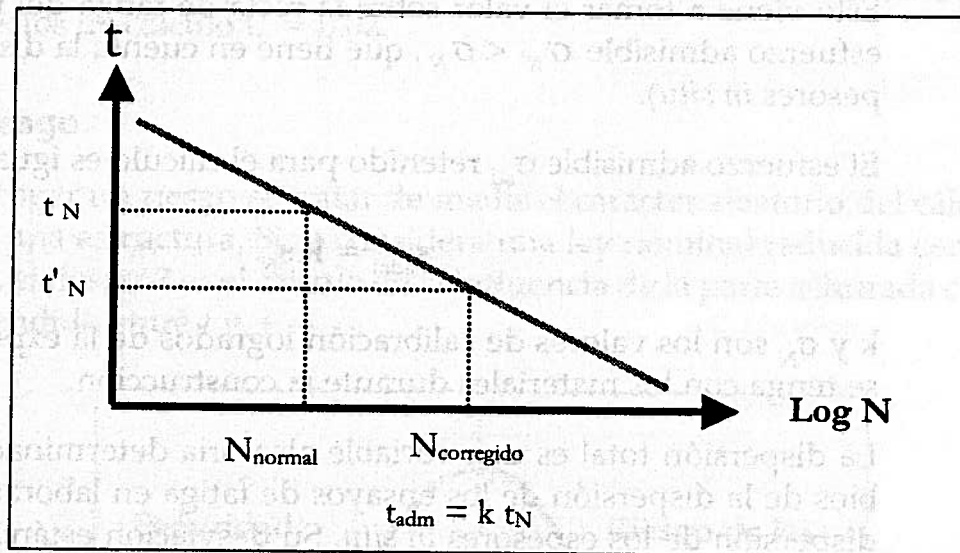


Figura 4.8 Variación del riesgo con respecto al tráfico.

Primera etapa: toma en cuenta la dispersión del espesor y de la calidad, así que el coeficiente de riesgo es:

$$\text{Log } N' = \text{Log } N + t\delta \quad (11)$$

Segunda etapa: toma en cuenta el comportamiento *in situ* con respecto al comportamiento en el laboratorio:

$$t_{\text{adm}} = k t_{N'} \quad (12)$$

Se introduce la dispersión de los espesores *in situ* y de las propiedades mecánicas de los materiales al nivel de la determinación del tráfico que se toma en cuenta para el cálculo:

$$\text{Log } N' = \text{Log } N + t\delta \quad (13)$$

$N'$  : tráfico corregido (intensidad de aplicación de la carga utilitaria)

$N$  : tránsito nominal

$t$  : coeficiente de riesgo

$\delta$  : parámetro ligado a la dispersión del espesor y de la calidad de los materiales

Esto viene a tomar el valor sobre la recta de fatiga del material del esfuerzo admisible  $\sigma_{N'} < \sigma_N$ , que tiene en cuenta la dispersión (espesores *in situ*).

El esfuerzo admisible  $\sigma_{ad}$  retenido para el cálculo es igual a:

$$s_{adm} = k s_N \quad (14)$$

$k$  y  $\sigma_N$  son los valores de calibración logrados de la experiencia que se tenga con los materiales durante la construcción.

La dispersión total es una variable aleatoria determinada por cambios de la dispersión de los ensayos de fatiga en laboratorio y de la dispersión de los espesores *in situ*. Su desviación estándar  $\delta$  se describe por la fórmula:

$$\delta = \left[ \sigma_N^2 + \sigma_H^2 \left( \frac{C}{b} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (15)$$

$\sigma_N$  : desviación estándar de la ley de fatiga en Log decimal del número de ciclos.

**Tabla 4.1**

Valores de la desviación estándar de la ley de fatiga con respecto al material

Material	$\sigma_N$
Grava bituminosa	0,4
Grava ligante hidráulico	1,0
Arena ligante hidráulico	0,8
Recebo cemento	0,8

$\sigma_H$  : desviación estándar de la variación de los espesores *in situ*.

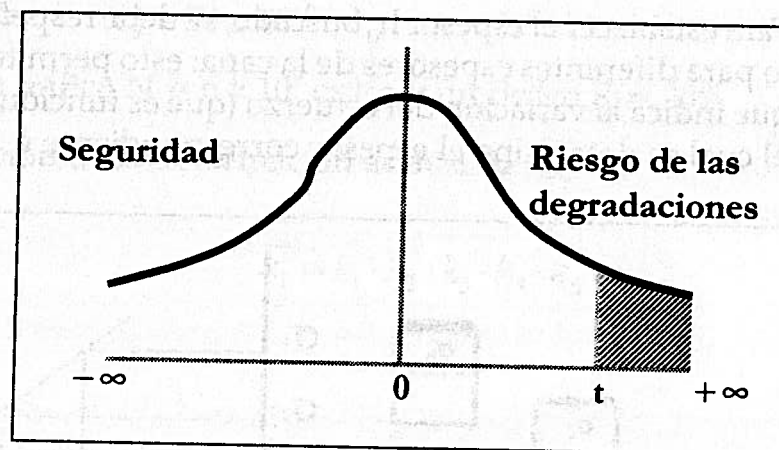
**Tabla 4.2**  
Valores de la desviación estándar de los espesores de los materiales

Material	Espesores	$\sigma_H$
Grava bituminosa	12 a 20 cm	2,5
Grava ligante hidráulico	15 a 35 cm	3,0
Arena ligante hidráulico	6 a 8 cm	1,0
Recebo cemento	15 a 25 cm	2,5

C: coeficiente numérico que depende del material considerado. Este coeficiente varía poco con los materiales (0,04 a 0,015) y se toma para efectos de cálculo  $C = 0,02$ .

### Riesgo

Escoger un riesgo es tratar de medir el carácter aleatorio del cálculo de una estructura. Si se considera una ley nominal reducida centrada, el riesgo  $R$  es el cálculo de la influencia de la parte achurada comprendida entre  $t$  y  $+\infty$ .



**Figura 4.9** Escogencia del riesgo.

$t$ : fractil de la ley normal reducida centrada, directamente ligada al riesgo, que se toma en función de la desviación estándar:

**Tabla 4.3**  
Valores de  $t$  de la ley normal según el riesgo

Riesgo en %	50	30	25	20	12	10	5	2
$t$	0,00	0,52	0,67	0,84	1,17	1,28	1,65	2,05

Según el riesgo aceptado por el dimensionamiento, se introduce un número de ejes  $N'$  de cálculo más grande que el número de ejes  $N$  normal que corresponde al riesgo del 50%.

**Nota:** Si la estructura se dimensiona para un número de ciclos  $N'$  con  $\delta$  fija, existe una infinidad de parejas  $(N, t)$ , tales que el  $\text{Log } N' = \text{Log } N + t\delta$ .

Es decir, que se puede prever una estructura para una larga duración con un riesgo elevado o para una duración más corta con un riesgo menor.

## CÁLCULO DEL ESPESOR

La estructura reforzada se modelará por referencia a las características de la antigua calzada con su capa de refuerzo ( $E_0, h_0$ ). La modelación de tal estructura lleva a determinar un esfuerzo para las gravas hidráulicas o a una deformación para los materiales hidrocarbonados.

Para establecer el espesor  $h_0$  buscado, se debe respetar el mismo cálculo para diferentes espesores de la capa; esto permite trazar una curva que indica la variación del esfuerzo (que es función del espesor sobre el cual se determina el espesor correspondiente a  $\sigma_{adm}$ ).

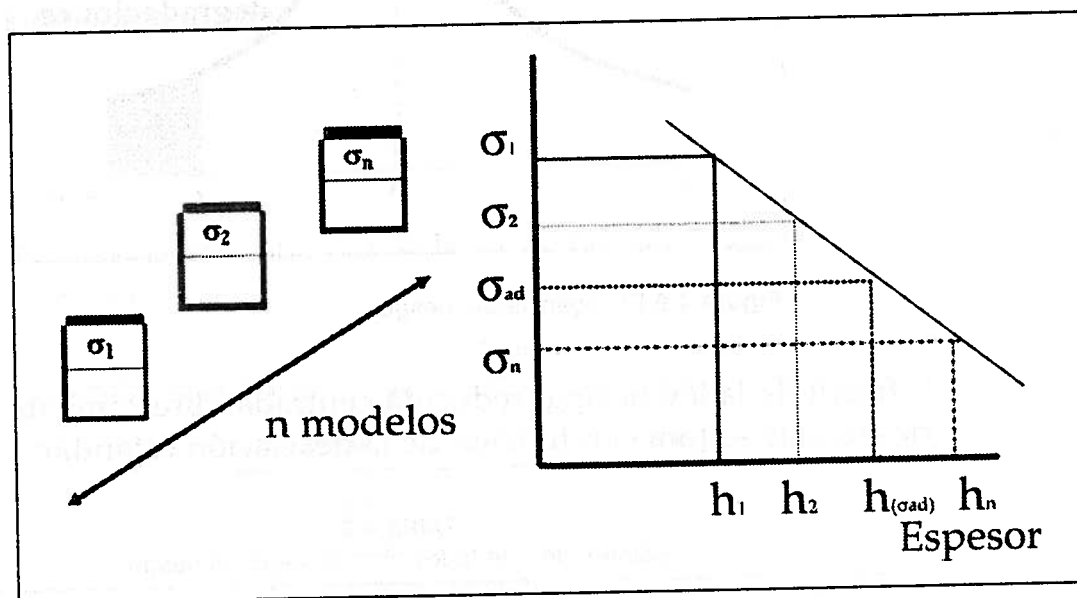


Figura 4.10 Búsqueda del espesor correspondiente al esfuerzo admisible.

**Ejemplo de aplicación**

Cálculo del espesor de refuerzo de una calzada flexible:

Características de la estructura en sitio

a) Soporte

$$E_3 = 50 \text{ MPa} \quad \nu = 0,25$$

b) Materiales de calzada GNT

$$E_2 = 100 \text{ MPa}$$

$$h_2 = 40 \text{ cm}$$

$$\nu = 0,25$$

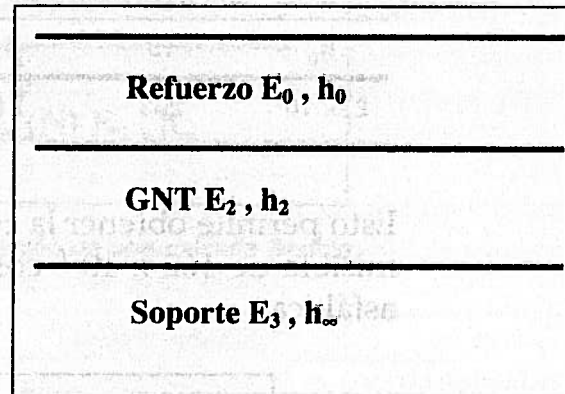


Figura 4.11 Refuerzo de una calzada flexible.

Refuerzo previsto para la grava bituminosa: espesor  $h_0$ 

$$E_0 = 4.000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,45 \quad \epsilon_6 = 90 \times 10^{-6}$$

Para un tráfico  $N = 6 \times 10^5$  ciclos y un riesgo  $R = 20\%$ Evaluación de la deformación admisible  $\bar{\epsilon}_\tau$ 

$$\bar{\epsilon}_\tau = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \epsilon_6 \quad (16)$$

con:

$$k_1 = \left( \frac{N}{N_6} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad k_1 = \left( \frac{0,6 \times 10^6}{10^6} \right)^{\frac{1}{5,25}} = 1,1$$

$$k_2 = 1,5$$

$$k_3 = 10^{-tb\delta} = 10^{-\frac{0,84 \times 0,478}{5,25}} = 0,838$$

$$k_4 = 1,3$$

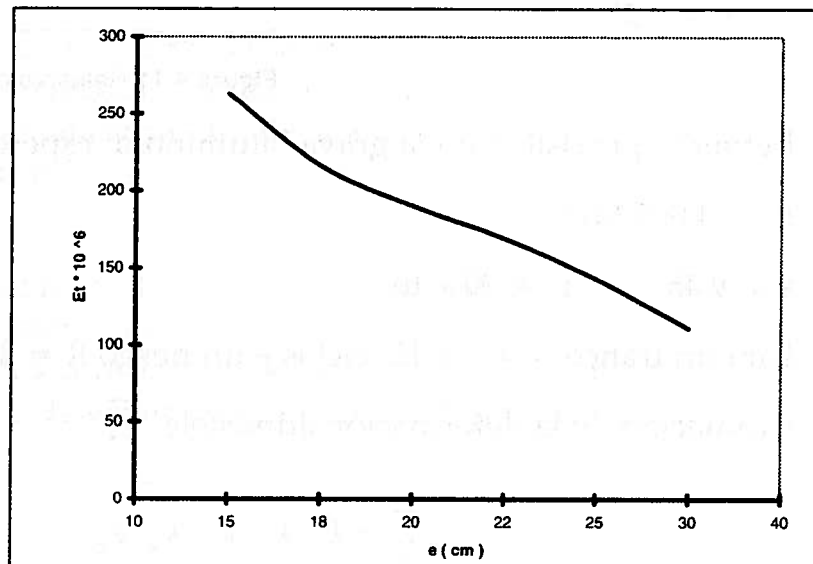
$$\bar{\epsilon}_\tau = 162 \times 10^{-6}$$

Las corridas del programa Alize III dan los valores de las deformaciones en función de los espesores  $h_0$  de GB previstas.

**Tabla 4.4**  
Valores de la deformación de tensión según el espesor

$h_0$	15	18	20	22	25	30
$\epsilon_z \times 10^6$	263	216	190	169	143	111

Esto permite obtener la curva sobre la cual se lee que para un  $\epsilon_z$  admisible de  $162 \times 10^{-6}$  corresponde un espesor de 23 cm de grava asfáltica.



**Figura 4.12** Determinación del espesor conociendo el  $\epsilon_z$  admisible.

En una primera aproximación, se puede proponer un refuerzo de 18 cm de GB y 5 cm de BB, siempre y cuando se conserve el mismo  $\epsilon_z$  sobre la antigua plataforma. En el caso de grava bituminosa necesaria para respetar  $\epsilon_z$ , ésta debe ser siempre superior a 23 cm.

## DIMENSIONAMIENTO DE CAPAS NO TRATADAS

### Esquematización de una estructura flexible

Las calzadas tradicionales para las cuales se prevén refuerzos en materiales granulares pueden esquematizarse así:

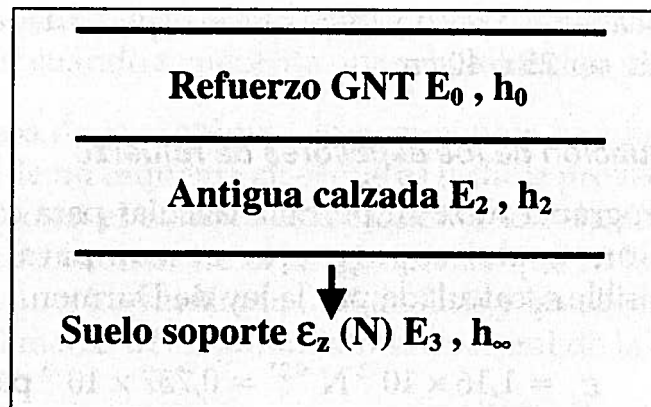


Figura 4.13 Esquematación de una calzada flexible.

Se admite que:

$$\frac{E_2}{E_3} \leq 4$$

Se escoge  $\frac{E_2}{E_3} = 2$ , con  $10 < E_3 < 100$  MPa.

- El módulo  $E_0$  de los materiales granulares de refuerzo varía de 200 MPa a 600 MPa. El espesor de estas capas de refuerzo es de 10 a 30 cm.
- En el caso de que la capa de rodadura sea una capa asfáltica o una capa asfáltica densa, hay necesidad de considerar el límite de fatiga en función del número de ciclos.

### Ejemplo de aplicación

Refuerzo en GNT de una calzada flexible, cálculo de  $h_0$ .

Tabla 4.5 Valores de los módulos de Young

Tránsito $N = 5 \cdot 10^5$			
[MPa]	$E_0$	$E_2$	$E_3$
Primer caso	500	240	120
Segundo caso	200	80	40

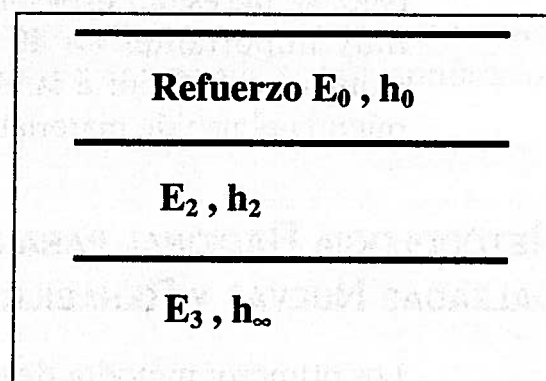


Figura 4.14 Refuerzo de una calzada flexible.

Para cada caso se considera que el espesor de  $h_2$  de la antigua calzada puede ser 25 o 40 cm.

### Evaluación de los espesores de refuerzo

El programa Alize III permita calcular para cada hipótesis la deformación  $\varepsilon_z$  del soporte que se compara con la deformación admisible  $\varepsilon_z$  calculada por la ley de Dormon.

$$\varepsilon_z = 1,16 \times 10^{-2} N^{-0,21} = 0,737 \times 10^{-3} \text{ para } N = 5 \times 10^5$$

**Tabla 4.6**  
Valores de la deformación vertical según los espesores

	Material tratado								Material no tratado							
	Primer caso								Segundo caso							
	$h_2 = 25 \text{ cm}$				$h_2 = 40 \text{ cm}$				$h_2 = 25 \text{ cm}$				$h_2 = 40 \text{ cm}$			
$h_0$	15	20	25	30	10	15	20	40	50	60	30	40	50	60		
$\varepsilon_z$	733	620	528	450	569	487	419	977	758	603	915	710	567	462		

## RECOMENDACIONES

### Primer caso

Cuando la estructura *in situ* tiene un nivel de rigidez muy importante ( $E_2 = 240 \text{ MPa}$ ), los espesores de refuerzo teóricos en materiales no tratados son inferiores a 15 cm. Según el espesor de la estructura *in situ*, se escogerá entre la recalza y una capa de rodadura.

### Segundo caso

Cuando el nivel de rigidez de la antigua calzada es relativamente bajo, se necesitan espesores de refuerzo en materiales no tratados muy importantes ( $> 40 \text{ cm}$ ) para obtener sobre el soporte una elongación inferior a la elongación admisible. Por esto no se recomienda el uso de materiales no tratados.

## METODOLOGÍA RACIONAL PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑOS EN CALZADAS NUEVAS Y REHABILITADAS EN PAVIMENTO FLEXIBLE

Los primeros métodos de programación de trabajos de mantenimiento de pavimentos han consistido en medir o evaluar un cierto número de parámetros característicos del estado mecánico del pavimento.

Los valores medidos se comparan con las admisibilidades que permiten definir cuándo se necesita una rehabilitación y dimensionarlo.

Los progresos de la mecánica de pavimentos han hecho posible la elaboración de un esquema en el que es factible proveer la gestión de un pavimento en el tiempo. Este esquema se basa en la idea de encontrar una relación entre el riesgo teórico que se ha aceptado durante el diseño y los resultados del análisis y las observaciones efectuados en el marco del seguimiento estructural de la calzada.

Para alcanzar esta meta hay que retomar la fundamentación básica de la mecánica del pavimento con la metodología racional, a saber:

- El conocimiento de la calzada y de los materiales.
- La auscultación visual de la vía que conduce a un parámetro cuantificador de las degradaciones, empleándose por ejemplo la metodología Vizir.
- El análisis del tránsito que soporta la estructura para determinar su agresividad y su equivalencia para un número acumulado de ejes tipo de 130 kN.
- La esquematización estructural de la calzada, de manera tal que se calcule el riesgo teórico, según el tráfico que ésta debe soportar valiéndose de la metodología Alize III, en todo su contexto.

## **Método recomendado**

### ***Descripción general***

El método aplicado se basa en:

- Las comprobaciones realizadas luego del análisis de las degradaciones de la superficie y su cuantificación como índice de degradación.
- La modelación matemática, que evidencia una relación entre el riesgo teórico y el nivel de degradación comprobado en la cuantificación visual de los daños.

### **Conocimiento de la calzada y de los materiales**

#### **Controles en la construcción**

Los controles deben efectuarse antes de la construcción y a lo largo de ésta para todas las capas, entre éstas la subrasante:

- Medida de la deflexión bajo el eje de 130 kN.
- Control de las características de los materiales puestos en obras, tales como:
  - Clasificación, límites de consistencia, humedades.
  - Granulometrías.
  - Contenido en ligantes.
  - Densidades de referencia Marshall, prensa de cizallamiento giratorio e *in situ*.
  - Espesores.
  - Módulos dinámicos y leyes de fatiga.

#### **Determinación de las características mecánicas de los materiales**

- Características necesarias

Los parámetros característicos de los materiales utilizados por la esquematización de la estructura de pavimento son el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y un parámetro de la pendiente de la ley de fatiga propia a cada material.

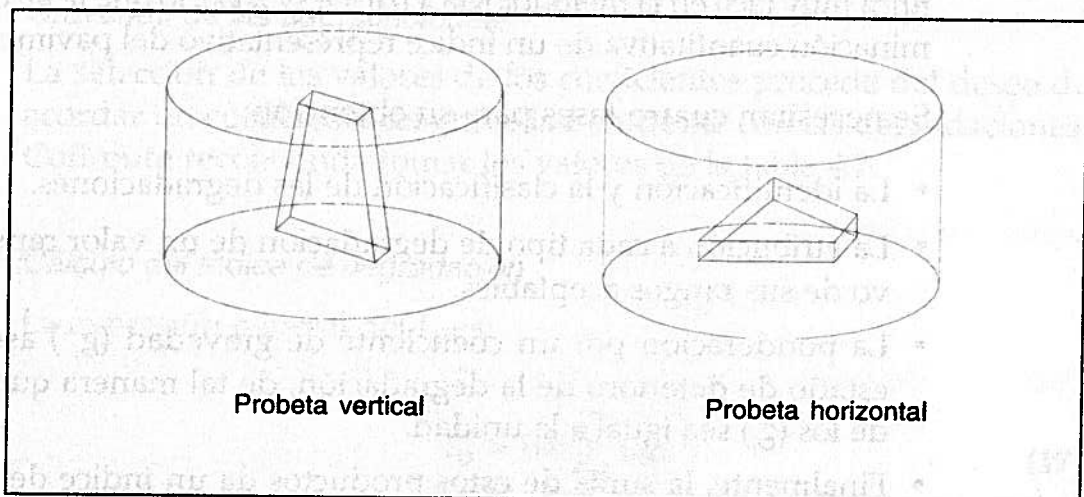
Con la ayuda del modelo de Burmister, a partir del cual se estableció el programa de cálculo Alize III, es posible calcular:

- La deformación relativa admisible de tracción por flexión para los materiales bituminosos.
- Los esfuerzos admisibles de tracción por flexión para los materiales tratados con ligante hidráulico.
- La deformación relativa vertical admisible en compresión para los materiales no tratados.

#### **Método para la determinación de esas características**

- Para los materiales que respondan a las especificaciones del IDU, deben evidenciarse tales características en ensayos dinámicos de laboratorio.

- Para las mezclas asfálticas se determinan los módulos en flexión sobre probetas trapezoidales tomadas en campo. El espesor de ciertas capas no permite tallar las probetas verticalmente, según el modo operatorio habitual en algunos laboratorios franceses se han verificado los resultados con las probetas talladas horizontalmente, ya que la mezcla asfáltica no presenta anisotropía.



**Figura 4.15** Extracción de probetas trapezoidales en sentidos vertical y horizontal.

### **Módulo del suelo**

Las medidas de deformación sobre el suelo de la subrasante deben tomarse con equipos triaxiales.

### **Conocimiento de las degradaciones**

La fatiga de una estructura de pavimento se manifiesta la mayor parte del tiempo por la aparición de degradaciones características en superficie, cuyo análisis constituye la base de todos los métodos de evaluación del estado del pavimento.

La medida de estas degradaciones se efectúa de manera visual, realizando recorridos a pie, con equipo de alto rendimiento.

Un equipo de gran aceptación a escala mundial es el Grupo de Examen Fotográfico para Vías (Gerpho). Este aparato asegura la toma fotográfica en continuo de una vía de circulación a razón de 200 km de medida por noche. La película puede almacenarse y revisarse las veces que se desee y su estudio se realiza con la ayuda de una mesa de visualización conectada a un sistema informático.

### *Determinación del índice de degradación del pavimento*

La medida de las degradaciones obtenidas con la ayuda del Gerpho y luego del análisis se presenta en forma de tablas, en las cuales se identifican los distintos tipos de degradaciones y las reparaciones localizadas por tramos de 20 m.

La idea de adicionar los resultados de medidas no es nueva y ya se identifica muy fácil en la metodología Vizir-Desy 2000, lo que lleva a la determinación cuantitativa de un índice representativo del pavimento.

Se necesitan cuatro fases para su obtención:

- La identificación y la clasificación de las degradaciones.
- La atribución a cada tipo de degradación de un valor representativo de sus rangos aceptables.
- La ponderación por un coeficiente de gravedad ( $g_i$ ) asociado al estado de deterioro de la degradación, de tal manera que la suma de los ( $g_i$ ) sea igual a la unidad.
- Finalmente, la suma de estos productos da un índice de degradación ( $I_d$ ) positivo, comprendido entre 0 y 100. Este último valor corresponde a la calificación menos favorable.

### *Identificación y clasificación de las degradaciones*

Se clasifican esencialmente las fisuras longitudinales, transversales, piel de cocodrilo, ahuellamientos, etc., y se tendrán en cuenta las áreas de las reparaciones localizadas.

Entre las reparaciones localizadas se hace distinción entre aquellas que afectan solamente la capa de rodadura y aquellas que están asociadas a una degradación estructural del pavimento.

### *Unidades de degradaciones ( $S_i$ )*

Las unidades referidas para cuantificarlas son las siguientes:

- Fisuras longitudinales: metro lineal (ml)
- Fisuras transversales: número
- Piel de cocodrilo:  $m^2/ml$
- Reparaciones localizadas:  $m^2/ml$

Las pieles de cocodrilo y las reparaciones localizadas, tomadas inicialmente en m<sup>2</sup> en las huellas de rodadura, se llevan a m de calzada, ya que estas huellas se toman como 1 m (2 × 0,5).

El modo de cuantificación adoptado para este índice es independiente de la longitud de la referencia.

#### *Gravedad de las degradaciones*

La selección de los valores de los coeficientes procede del deseo de acordar un coeficiente de gravedad creciente con las degradaciones. Cofiroute recomienda tomar los valores de la tabla 1.7.

#### *Cálculo del índice de degradación*

La expresión general del I<sub>D</sub> es:

$$I_D = 100 \sum_{i=1}^m s_i g_i \quad (17)$$

Donde *m* es el número de tipos de degradaciones diferentes encontradas, teniendo en cuenta los valores de la tabla 1.7; el índice de degradación se escribe así:

$$I_D = (0,1R_1 + 0,1N_1 + 0,2M_1 + 0,3T_1 + 0,3R_2) \times 100 \quad (18)$$

### **Conocimiento del tránsito**

Los conteos o estadísticas en los peajes permiten tener un conocimiento real del tránsito, el cual debe cuantificarse para acercarse correctamente con el modelo al comportamiento real del pavimento empleando una carga patrón. Se debe determinar el número de cargas por tipo para llevar a la carga patrón equivalente.

**Tabla 4.7**  
Valores de los coeficientes y de la gravedad de las degradaciones

	<b>Reparación localizada de la superficie</b>	<b>Fisuración transversal</b>	<b>Fisuración longitudinal</b>	<b>Cuero de cocodrilo</b>	<b>Reparación localizada (estructural)</b>
$S_i$	Superficie en las huellas de circulación	Número de fisuras	Longitud total de fisuras	Superficie en las huellas de rodaduras	Superficie en las huellas de rodaduras
Símbolo	$R_l$	$N_{ft}$	$L_{ft}$	$F_{ai}$	$R_l$
(g)	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3

Se debe determinar la agresividad del tránsito mediante el índice de tránsito  $n_r$  de la vía. Se puede hacer por el método de conteo y pesado tradicional o por un sistema de conteo y pesado por intermedio de un cable piezoeléctrico.

#### **Determinación de la agresividad**

La agresividad del tráfico puede cuantificarse al establecer el índice de tráfico  $n_r$ , coeficiente multiplicador del tráfico real, de manera que se pueda obtener el número equivalente de eje de referencia, o sea, el eje de 130 kN.

Si se admiten los daños acumulados (ley de Miner), se obtiene el índice de tráfico o de agresividad media de un vehículo pesado de la siguiente manera:

$$n_r = n_s e_s + n_t e_t + n_T e_T \quad (19)$$

$n_s$  = número promedio de ejes simples/PL.

$n_t$  = número promedio de ejes tándem/PL.

$n_T$  = número promedio de ejes trídem/PL.

$e_s$  = agresividad relativa de un eje simple representativo del tráfico en comparación con el eje de referencia.

$e_t$  = agresividad relativa de un eje tándem representativo del tráfico en comparación con el eje de referencia.

$e_T$  = agresividad relativa de un eje trídrem representativo del tráfico en comparación con el eje de referencia.

PL = número de vehículos pesados.

Recordando:

$P_r$  = peso del eje de referencia.

$\alpha$  = exponente de la ley de fatiga de la estructura asfáltica que soporta el tráfico.

$P_i$  = peso de eje cualquiera.

$n_i$  = porcentaje de ejes de peso  $P_i$ .

Entonces, la agresividad relativa del conjunto del tráfico se define así:

$$e_k = \sum_{i=1}^k n_i \left( \frac{P_i}{P_r} \right)^\alpha \quad (20)$$

$k$  = relativo a cada tipo de eje.

Para su utilización se deben definir tramos de tráfico pesados homogéneos a partir de las estadísticas que se tengan en los peajes. Las estadísticas han de realizarse durante una semana continua de medida, evitando la proximidad a la salida a vacaciones y las fiestas (semana santa, navidad).

### Esquematización estructural del pavimento

En este último punto, hay que conocer:

- El espesor real de cada una de las capas del pavimento, resultante de los controles de obra o de toma de muestras.
- Las condiciones de liga en las interfaces.
- Los parámetros mecánicos reales, esencialmente el módulo de Young.
- El comportamiento a la fatiga del material más solicitado.

Es posible calcular, con la ayuda de un programa de esfuerzos y deformaciones como Alize III o en este caso Kenpav-Cedem, la deformación y el esfuerzo de tracción por flexión en la base de cada una de las capas del pavimento.

El parámetro preponderante en el estudio del comportamiento a la fatiga del pavimento es la deformación relativa en tracción por flexión,  $\epsilon_v$ , en la base de la capa más solicitada.

Esta deformación se escribe así:

$$\epsilon_t = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \epsilon_6 \quad (21)$$

Donde:

$$k_1 = \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (22)$$

Donde:

NE = tráfico acumulado en ejes equivalentes de 130 kN.

b = pendiente de la ley de fatiga del material considerado.

$K_2$  = coeficiente relacionado con la temperatura cuando ésta es diferente de 15 °C.

$K_3 = 10^{-tb\delta}$  coeficiente relacionado con el riesgo aceptado cuando se realiza el diseño nuevo. En el cálculo de  $K_3$  intervienen:

t = fractil de la ley de la normal por la dispersión sobre los espesores y sobre los ensayos de fatiga para un riesgo dado.

$\delta$  = desviación típica de la ley de dispersión anterior.

$K_4$  = coeficiente de calibración, determinado a partir del carrusel de fatiga; actualmente se toma para Colombia de la literatura francesa.

$\epsilon_6$  = deformación relativa admisible en tracción por flexión, a  $10^6$  ciclos, 50% de riesgo y 15 °C, a 25 Hz, resultante del ensayo de fatiga del material en laboratorio.

Los coeficientes  $K_2$  (temperatura) y  $K_4$  (calibración) se conocen por hipótesis.

Se calcula fácilmente  $K_1$  a partir de un tráfico acumulado expresado en número de ejes equivalentes de 130 kN.

Se puede determinar  $K_3$ :

$$K_3 = \frac{\epsilon_1}{K_1 \cdot K_2 \cdot K_4 \cdot \epsilon_2} \tag{23}$$

Luego se deduce  $t$ :

$$t = -\frac{\lg K_3}{b\delta} \tag{24}$$

Después se obtiene el valor del riesgo correspondiente,  $R(\%)$ .

Durante esta etapa se determina el riesgo teórico aceptado en el momento del diseño de la calzada.

### **Criterios de clasificación de un pavimento**

#### ***Relación entre el estado de degradación de un pavimento y su riesgo probabilístico teórico***

La elaboración de una relación entre el estado de degradación de un pavimento y su riesgo probabilístico se basa en cuatro etapas:

- Determinación de un índice de degradación.
- Evolución de este índice en función del tiempo.
- Conocimiento del número acumulado ( $N_t$ ) de ejes tipo en función del tiempo.
- Determinación del riesgo probabilístico asociado a este tráfico acumulado  $N_t$ .

Estas etapas se colocan bajo la forma de las figuras 4.17, 4.18, 4.19 y 4.20 que contienen los datos representativos de las etapas que se detallan a continuación.

A manera de ejemplo de aplicación, la tabla representa un valor  $I_D$  para una sección de una longitud de referencia de 1.000 m.

**Determinación del índice de degradación**


**Tabla 4.8**  
Determinación del índice de daño para el año 6 hipotético

	$R_i$	$N_{ft}$	$L_{ft}$	$F_{ai}$	$R_i$
	- m <sup>2</sup>	115	494 ml	146 m <sup>2</sup>	111 m <sup>2</sup>
$S_i$	-	0,115	0,494	0,146	0,111
$g_i$	0,1	0,1	0,2	0,3	0,3
$I_D$			18,7%		

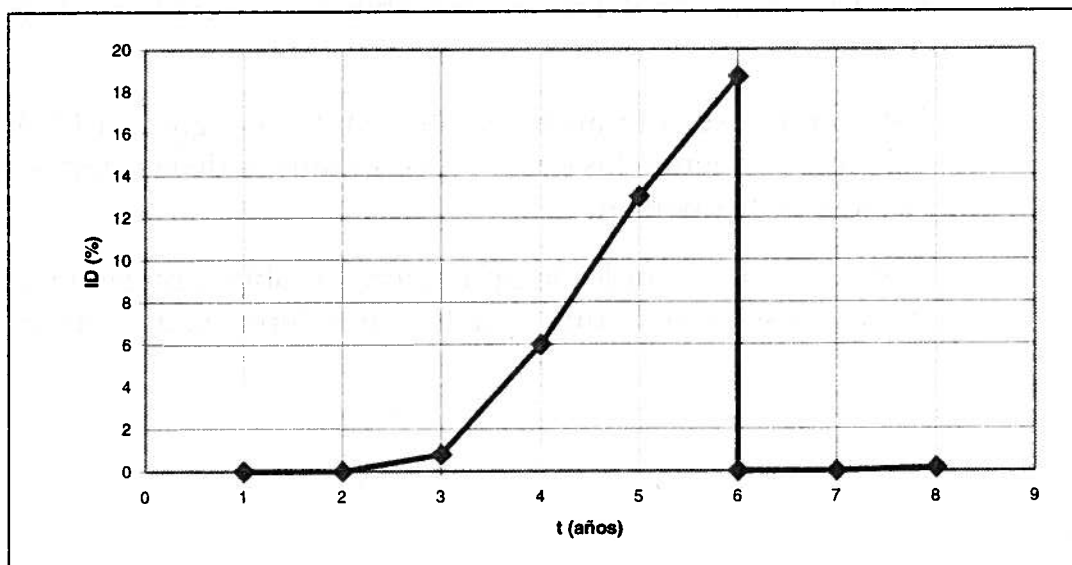
Las mediciones anuales de las degradaciones por medio de la auscultación permiten trazar una curva de evolución del índice  $I_D$  en función del tiempo. A manera de ejemplo se presenta la evolución del daño de la calzada, así:

**Tabla 4.9**  
Mediciones anuales del índice de estado por año

Año	$I_D$ %
1	-
2	-
3	0,8
4	6,0
5	13,0
6	18,7
7	-
8	0,14

Recalza de 6 cm BB 

Esta evolución se grafica en la figura siguiente.



**Figura 4.16** Índice de degradación vs. edad de la estructura.

### Conocimiento del tránsito

Los resultados de los conteos en las estaciones permiten calcular la agresividad relativa de un vehículo pesado de carga útil superior a 50 kN, para los diferentes tramos. En el caso del estudio de interés, se trabaja con un Coeficiente de Agresividad Media del tráfico (CAM) de 0,45.

Como ejemplo numérico, desde el año 1 se conoce el tráfico pesado y se presenta en la tabla 4.10. Ahora, al conocer el tráfico acumulado y el CAM, es posible asociar la evolución del índice de degradación con el número acumulado de ejes tipo.

### Determinación del riesgo probabilístico

Al aplicar la metodología definida, se puede esquematizar la estructura como se muestra a continuación.

Tabla 4.10  
Tráfico pesado. Evolución en función del tiempo

CALCULO DE DAÑOS			
	DATOS TRAFICO		RIESGO
	AÑO INICIAL	AÑO RECALZA	
	1	2	
Año	Ejes (13ton) $\times 10^3$ Tráfico Anual	Acum. $\times 10^6$ Tráfico	N.E. equiv. ( $\times 10^6$ ) Ejes (13ton)
1	400	0.42	0.19
2	450	0.88	0.40
3	500	1.38	0.62
4	544	1.92	0.86
5	590	2.52	1.13
6	640	3.16	1.42
7	694	3.87	1.74
8	750	4.63	2.08
9	804	5.47	2.46
10	860	6.41	2.88
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			

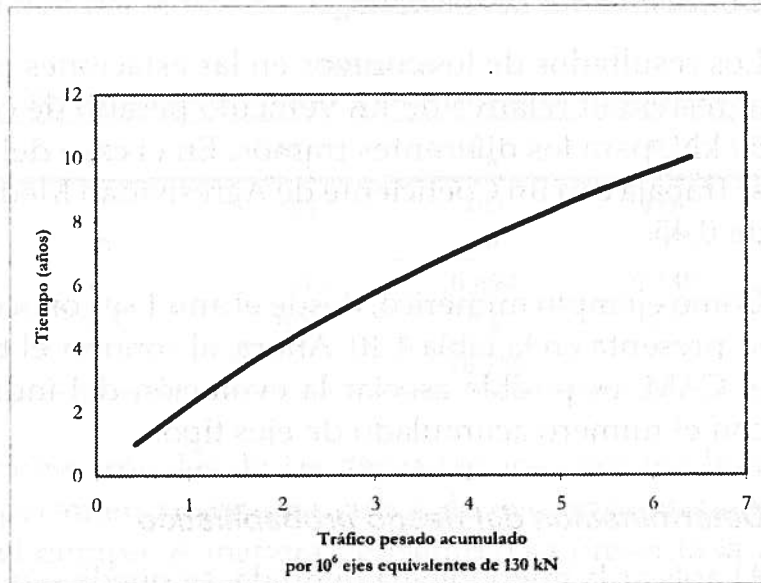


Figura 4.17 Evolución del tráfico pesado acumulado en función del tiempo.

El valor de la deformación  $\epsilon_t$  en la base de la grava bituminosa antes de la rehabilitación es:

$$\epsilon_t = 81,8 \times 10^{-6}$$

Tabla 4.11  
Resultados de esfuerzos y deformaciones

CEDEM - Cálculo de Esfuerzos y Deformaciones en Estructura Multicapa					
Archivo Datos Cálculos Ayuda					
Datos		Información de la Estructura		Resultados	
Capa Nº	Z [m]	Epsilon T	Sigma T [MPa]	Epsilon Z	Sigma Z [MPa]
1	0.00	102.0E-6	0.8973	-50.4E-6	0.6618
	0.09	20.1E-6	0.2306	-10.7E-6	0.5068
2	0.09	20.1E-6	0.3243	-15.1E-6	0.5068
	0.24	-81.8E-6	-0.6465	65.3E-6	0.0753
3	0.24	-81.8E-6	-0.0098	196.0E-6	0.0753
	0.64	-78.9E-6	-0.0354	101.0E-6	0.0199
4	0.64	-78.9E-6	-0.0025	212.0E-6	0.0199
5					
6					

Deflexión	:	29.92	[ mm/100 ]
Radio de Curvatura	:	786.56	[ m ]

El valor  $\epsilon_t$  para este material nuevo de rehabilitación con polímero es  $90 \times 10^{-6}$

Los otros valores numéricos son:

$k_2 = 1$  (temperatura media = 15 °C)

$k_4 = 1,3$  grava bituminosa

$b = -\frac{1}{5,25}$  pendiente de la ley de fatiga para la grava bituminosa.


$\delta = 0,478$  desviación típica de la ley de dispersión.

**Tabla 4.12**  
Datos iniciales

CÁLCULO DE DAÑOS


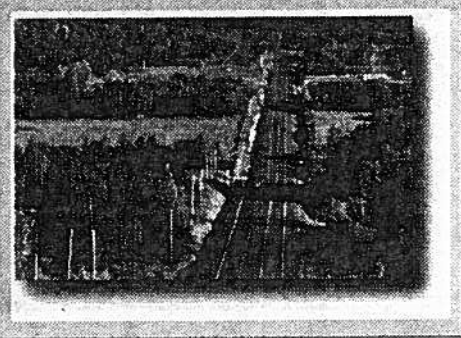
DATOS INICIALES | DATOS TRAFICO | RIESGO

$E_6$	90	$S_h$	2.5	$d = \sqrt{SN^2 + S_h^2} = \left(\frac{c}{b}\right)^2$
$E_t$	81.8	$K_2$	1	
CAM	0.45	$K_4$	1.3	$K_1 = \left(\frac{NE}{1 \times 10^6}\right)^{-3}$
$b$	-0.19	$E_{tr}$	62.5	
$c$	0.02	$d$	0.4788	$t = \frac{-\log K_3}{bd}$
SN	0.4	<input type="button" value="Calcular"/>		$E_{6,t} (\times 10^{-6})$



Director: Ing. Fredy Reyes

Diseñado: Diana Vega-Cesar González

Se determina el riesgo probabilístico  $R$  como se indica en la tabla 4.14:

**Tabla 4.13**  
Esquematación geométrica y mecánica de la sección

Eje de 130 kN			
6 cm	Concreto bituminoso con polímero	$E = 5800$ MPa	$\nu = 0,3$
9 cm	Carpeta de rodadura	$E = 4500$ MPa	$\nu = 0,3$
15 cm	Grava bituminosa	$E = 6500$ MPa	$\nu = 0,3$
40 cm	Relleno grava	$E = 400$ MPa	$\nu = 0,3$
$\alpha$	suelo	$E = 100$ MPa	$\nu = 0,3$

**Tabla 4.14**  
Determinación del riesgo probabilístico para la grava bituminosa.

CALCULO DE DAÑOS					
DATOS INICIALES		DATOS TRAFICO		RIESGO	
Año	NE/10 <sup>6</sup>	$K_1$	$K_3$	$\epsilon$	R%
1	0,19	1,37	0,51	3,22	
2	0,40	1,19	0,59	2,55	
3	0,62	1,10	0,64	2,14	1,6
4	0,86	1,03	0,68	1,84	3,3
5	1,13	0,98	0,72	1,60	5,5
6	1,42	0,94	0,75	1,39	8,3
7	1,74	0,90	0,78	1,21	11,4
8	2,08	0,87	0,61	2,33	
9	2,46	0,84	0,63	2,18	1,5
10	2,88	0,82	0,65	2,03	2,1
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

Luego de rehabilitar con 6 cm de concreto bituminoso con polímero ( $E = 5.800$  MPa), el valor de la deformación  $\epsilon_t$  en la base de la grava bituminosa es  $62,3 \times 10^{-6}$ .

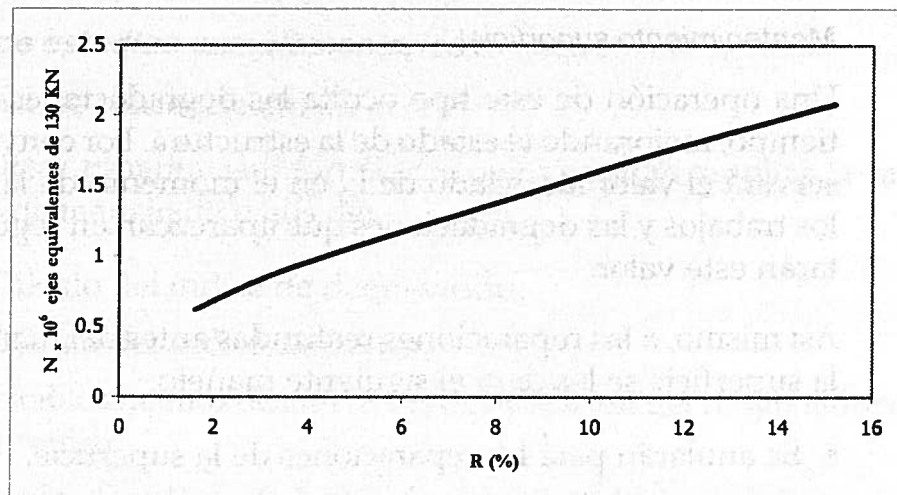
**Tabla 4.15**  
Resultados de esfuerzos y deformaciones

CEDEM - Cálculo de Esfuerzos y Deformaciones en Estructura Multicapa					
Archivo Datos Calcular Ayuda					
Datos		Información de la Estructura		Resultados	
Capa N°	Z [ m ]	Epsilon T	Sigma T [ MPa ]	Epsilon Z	Sigma Z [ MPa ]
1	0.00	82.1E-6	0.9300	-36.9E-6	0.6618
	0.06	22.6E-6	0.3559	-24.6E-6	0.5975
Ligada					
2	0.06	22.6E-6	0.3334	-22.1E-6	0.5975
	0.15	-9.6E-6	0.0913	61.1E-6	0.3232
Ligada					
3	0.15	-9.6E-6	0.0702	44.8E-6	0.3232
	0.30	-62.3E-6	-0.4966	48.4E-6	0.0511
Ligada					
4	0.30	-62.3E-6	-0.0100	137.0E-6	0.0511
	0.70	-59.1E-6	-0.0266	76.3E-6	0.0151
Ligada					
5	0.70	-59.1E-6	-0.0018	160.0E-6	0.0151
6					

<b>Deflexión</b>	:	25.63	[ mm/100 ]
<b>Radio de Curvatura</b>	:	963.10	[ m ]

Entonces, es posible involucrar el tráfico acumulado soportado por la calzada a su riesgo teórico (figura 4.18).



**Figura 4.18** Daños vs. tráfico.

El tráfico para el cual se diseñó la calzada tenía un riesgo admisible de 5%, según los criterios retenidos por la metodología racional.

En esta última etapa se pueden establecer relaciones entre:

- Índice de degradación y edad de la estructura.
- Edad de la estructura y tráfico acumulado.
- Tráfico acumulado y riesgo teórico.

Éstos permiten obtener una curva asociando el modo de cuantificación de las degradaciones y el riesgo teórico de la calzada.

Es conveniente anotar la buena correlación entre el riesgo teórico y la representación paramétrica de las degradaciones.

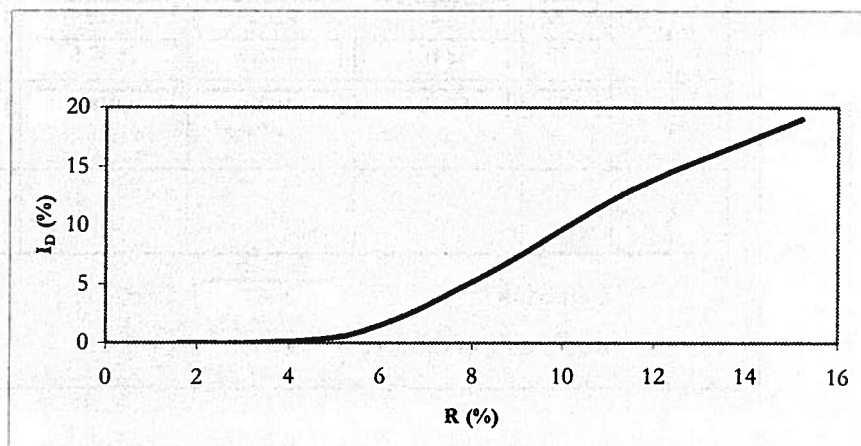


Figura 4.19 Daños vs. índice de degradación.

### ***Influencia de un mantenimiento superficial o estructural***

#### ***Mantenimiento superficial***

Una operación de este tipo oculta las degradaciones durante algún tiempo, mejorando el estado de la estructura. Por convención, se conservará el valor alcanzado de  $I_D$  en el momento de la realización de los trabajos y las degradaciones que aparezcan en seguida incrementarán este valor.

Así mismo, a las reparaciones realizadas antes del mantenimiento de la superficie se les dará el siguiente manejo:

- Se anularán para las reparaciones de la superficie.
- Se conservarán para las reparaciones de la estructura.
- Se hará un mantenimiento estructural.

El aporte de una capa asfáltica de espesor superior a 4 cm disminuye la deformación en la base de la capa más solicitada de la antigua calzada. Esto se traduce en la relación entre  $I_D$  y el tiempo (tráfico), como se registra en la tabla 4.13.

Esto se comprueba en el año 8, luego de ejecutada la recalza de concreto bituminoso de espesor de 6 cm.

El valor de  $\varepsilon_t$  es ahora  $62,3 \times 10^{-6}$  y el riesgo es cercano a 0, lo mismo que  $I_D$ .

### **Conclusiones y desarrollo del método**

La idea de involucrar el riesgo probabilístico aceptado desde el diseño nuevo debe verificarse año tras año en una sección testigo para calibrar el modelo.

El método conduce a traducir el estado estructural de la calzada por una medida mensurable, como el índice de degradación  $I_D$ , y permite:

- Clasificar entre ellas, en cualquier momento, los diversos tramos de la vía y afectar un orden de prioridad para el mantenimiento.
- A partir del estado de degradación límite juzgado aceptable, y el riesgo probabilístico que se le asigna, definir la probabilidad de aciertos de las operaciones de mantenimiento estructural futuro. Sin embargo, deben efectuarse ciertas etapas preliminares:

- Una fase de estudios complementarios.
- Una fase de calibración del sistema.

#### **Fase de estudios complementarios**

Esta fase se concentra en:

- Realizar programas informáticos que permitan ampliar la capacidad de manejo de datos de:
  - Cálculo del índice de degradación.
  - Cálculo del índice de tráfico.
  - Establecimiento de las curvas de evolución del riesgo teórico con el tráfico.
  - Atribución de coeficientes de gravedad diferentes de las degradaciones tomadas en cuenta, de manera que la relación de  $I_D$  y el riesgo teórico sea lineal.

- Aplicar el método a tramos de estructuras de 1 km cada uno, para estructuras diferentes y tráficos distintos.

Esta fase permitirá dar una primera serie de valores límites del índice de degradación destinados a la atribución de un orden de prioridad de las operaciones de mantenimiento estructural.

### **Fase de calibración de la herramienta de ayuda a la gestión**

Ya que se supone que la fase precedente confirma la validez de la metodología, se procederá a comparar los órdenes de prioridad de realización del mantenimiento de los valores de  $I_D$ .

Las películas del Gerpho deben conservarse durante todo el tiempo, ya que con esto es posible recalculer *a posteriori* los valores de  $I_D$ .

Esta fase comprende tramos de longitud significativa (varias decenas de kilómetros), lo que permitirá validar o modificar las bandas de  $I_D$  retenidas en la fase precedente para definir las prioridades de intervención y posibilitar el paso al estado operacional para llevarlo a la administración de redes.

## **EJEMPLOS RESUELTOS**

Los ensayos de laboratorio de la Veeduría Técnica de la recuperación y mantenimiento de la malla vial de Bogotá, realizados en la carrera 7ª. y la avenida 1º de Mayo, arrojaron los siguientes resultados:

Apique 1: avenida 1º de Mayo Nº 73-50 Oriente - Occidente

**Tabla 4.16**  
Datos encontrados en el apique 1 de la estructura de pavimento de la carrera 7ª

Capa	Módulo dinámico [MPa]	Espesor [cm]
Rodadura asfáltica	5.000	19
Base granular	18	56
Subrasante	10	∞

Ensayo de fatiga:  $b = -0,23$   $E_6 = 104 \times 10^6$

Apique 7: carrera 7ª N° 133-95 Norte - Sur (frente al restaurante La Abadía)

Tabla 4.17

Datos encontrados en el apique 7 de la estructura de pavimento de la carrera 7ª

Capa	Módulo dinámico [MPa]	Espesor [cm]
Rodadura asfáltica	4.950	12
Base granular	31,5	22
Subbase granular	10	45
Subrasante	7,5	∞

Ensayo de fatiga:  $b = -0,213$   $E_g = 156 \times 10^6$

Calcular la duración de vida útil en términos de ejes equivalentes de 13 ton, de acuerdo con los resultados de laboratorio para cada uno de los apiques.

Modelación de la estructura del pavimento para determinar el período de vida útil en términos de ejes equivalentes de 13 ton

Apique 1: avenida 1ª de Mayo N° 73-50 Oriente-Occidente

**Estructura**

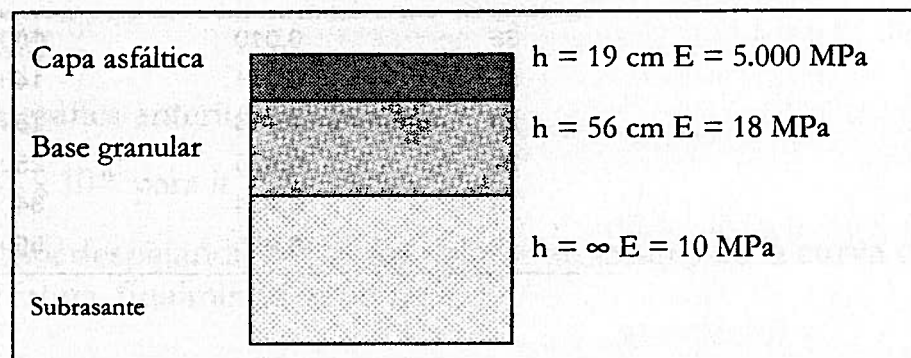


Figura 4.20 Estructura de la avenida 1ª de Mayo.

Determinación del espesor equivalente para una estructura bicapa

El espesor se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$H_{eq} = h_1 \times \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad (25)$$

Donde:

$h_1$ : espesor base granular (cm)

$E_1$ : módulo elástico base granular (MPa)

$E_2$ : módulo elástico capa asfáltica (MPa)

De donde se obtiene:

$$H_{eq} = 56 \times \sqrt[3]{\frac{18}{5.000}} = 8,58 \text{ cm}$$

y finalmente

$$Ht = 19 + 8,58 = 27,58 \text{ cm}$$

Relación modular

$$\frac{E_1}{E_2} = 500$$

Se puede deducir el valor de la deflexión en la superficie de la subrasante en función del espesor a partir de la figura 4.20.

**Tabla 4.18**  
Valores de la deflexión vertical a partir de los espesores

H ( cm )	$E_2 \times \epsilon_z$	$\epsilon_z \times 10^{-6}$
35	0,010	100
30	0,014	140
25	0,018	180
20	0,025	250
15	0,034	340
10	0,055	550

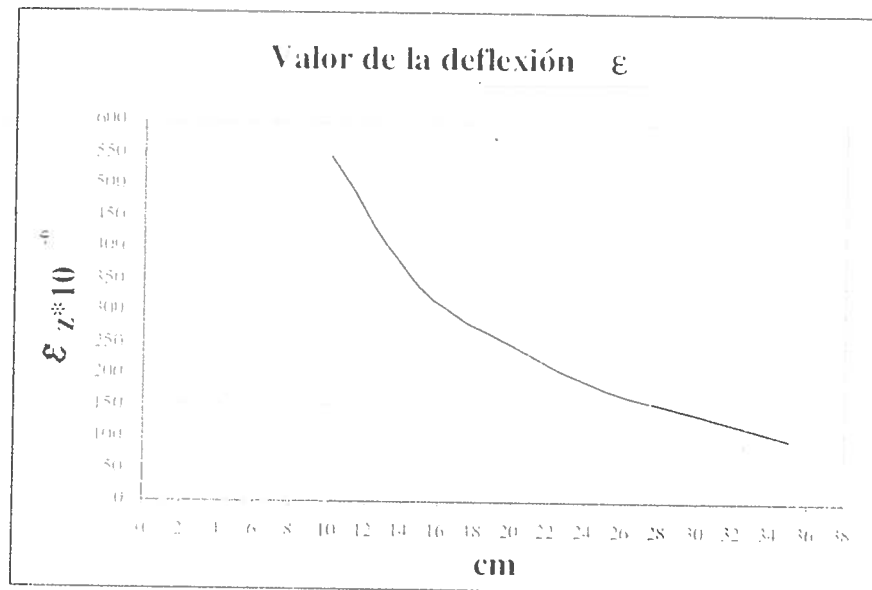


Figura 4.21 Determinación de la deflexión vertical a partir del espesor.

*Ley de fatiga*

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \times \left( \frac{1}{N} \right)^b \quad \text{con } N \text{ en } 1 \times 10^6 \text{ ejes de 13 ton.}$$

De la curva de la ley de fatiga se tiene:

$$\varepsilon_0 = 104 \times 10^{-6}$$

$$b = -0,23$$

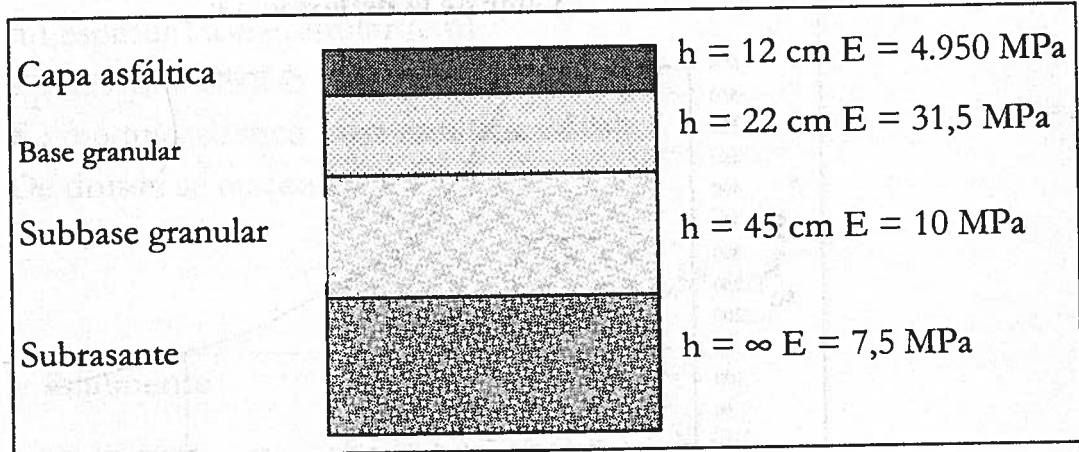
y de la gráfica anterior se obtiene:

$$\varepsilon = 155 \times 10^{-6} \quad \text{para } h = 27,58 \text{ cm}$$

por tanto, despejando  $N$  con los valores anteriores de la curva de la ley de fatiga, finalmente se obtiene:

$$N = 176.412 \text{ ejes de 13 ton}$$

Apique 7: carrera 7ª N° 133-95 Norte - Sur (frente al restaurante La Abadía)

**Estructura****Figura 4.22** Estructura de la avenida 1º de Mayo.*Determinación del espesor equivalente para una estructura bicapa*

El espesor se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$H_{eq} = \sum H_i * \sqrt{\frac{E_i}{E_1}} \quad (26)$$

Donde:

$h_i$ : espesor capa granular  $i$  (cm)

$E_i$ : módulo elástico capa granular (MPa)

$E_1$ : módulo elástico capa asfáltica (MPa)

De donde se obtiene:

$$H_{eq} = 22 \times \sqrt[3]{\frac{31.5}{4.950}} + 45 \times \sqrt[3]{\frac{10}{4.950}} = 4,07 + 5,68 = 9,76 \text{ cm}$$

y finalmente

$$H_t = 12 + 9,76 = 21,76 \text{ cm}$$

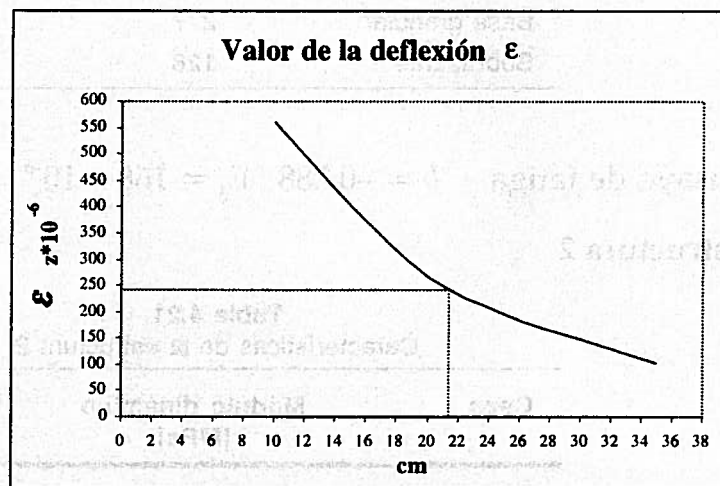
*Relación modular*

$$\frac{E_1}{E_2} = 660$$

Se puede deducir el valor de la deflexión en la superficie de la subrasante en función del espesor a partir del ábaco anexo.

**Tabla 4.19**  
Valores de la deflexión vertical a partir de los espesores

H ( cm )	E2 x $\epsilon_2$	$\epsilon_2 \times 10^{-6}$
35	0,0078	104
30	0,0110	147
25	0,0147	196
20	0,020	267
15	0,030	400
10	0,042	560



**Figura 4.23** Determinación de la deflexión vertical a partir del espesor.

*Ley de fatiga*

$$\epsilon = \epsilon_6 \times \left( \frac{1}{N} \right)^{-b} \quad \text{con } N \text{ en } 1 \times 10^6 \text{ ejes de 13 ton.}$$

De la curva de la ley de fatiga se tiene:

$$\epsilon_6 = 156 \times 10^{-6}$$

$$b = -0,213$$

y de la gráfica anterior se obtiene:

$$\epsilon = 245 \times 10^{-6} \quad \text{para } h = 21,76 \text{ cm}$$

por tanto, despejando  $N$  con los valores anteriores de la curva de la Ley de fatiga, finalmente se obtiene:

$$N = 120,120 \text{ ejes de 13 ton}$$

## Ejercicio

Calcular el período de vida útil en términos de ejes equivalentes de 13 ton para cada una de las siguientes estructuras propuestas:

### Estructura 1

**Tabla 4.20**  
Características de la estructura 1

Capa	Módulo dinámico [MPa]	Espesor [cm]
Rodadura asfáltica	4.485	10
Base granular	277	30
Subrasante	128	∞

Ensayo de fatiga:  $b = -0,288$   $E_6 = 168 \times 10^{-6}$

### Estructura 2

**Tabla 4.21**  
Características de la estructura 2

Capa	Módulo dinámico [MPa]	Espesor [cm]
Rodadura asfáltica	4.210	38
Base granular	2.836	28
Subrasante	22	∞

Ensayo de fatiga:  $b = -0,239$   $E_6 = 133 \times 10^{-6}$

### Estructura 3

**Tabla 4.22**  
Características de la estructura 3

Capa	Módulo dinámico [MPa]	Espesor [cm]
Rodadura asfáltica	4643	32
Base granular	292	25
Subrasante	72	

Ensayo de fatiga:  $b = -0,212$   $E_6 = 154 \times 10^{-6}$

**ANEXO**

**A**

---

***Diseño avanzado  
por métodos racionales***

## **MANUAL DEL USUARIO**

**E**ste manual constituye un resumen de todas las metodologías utilizadas en el diseño racional de pavimentos, explicadas de manera completa y detallada.

En el manual se explica el funcionamiento de cada uno de los programas, así como los parámetros necesarios para su ejecución. El fundamento teórico y los principios sobre los cuales se basa el desarrollo de la metodología racional de pavimentos se explican en el libro anteriormente mencionado.

Los programas desarrollados son:

- Cedem (Cálculo de Esfuerzos y Deformaciones en Estructura Multicapa).
- Kenpav (Diseño Racional de Pavimentos).

### **CEDEM (CÁLCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN ESTRUCTURA MULTICAPA)**

#### **Descripción**

Programa creado y desarrollado para resolver las ecuaciones simultáneas en un sistema elástico multicapa, sometido a la acción de una carga de diseño actuante.

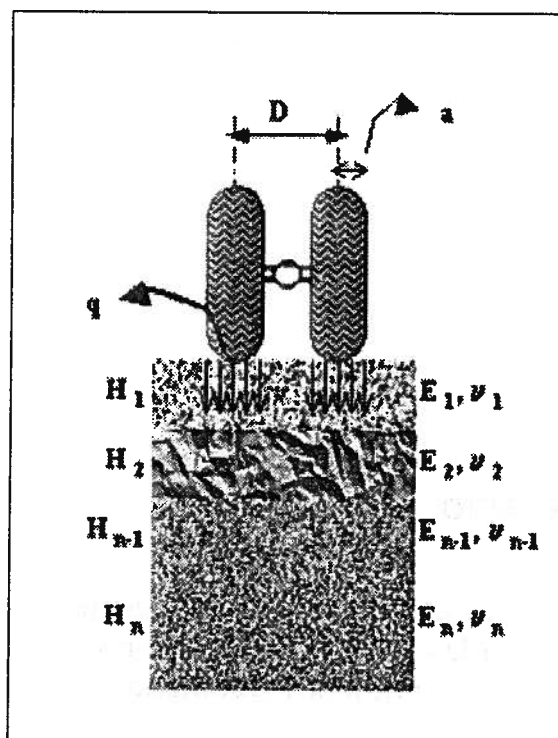


Figura A.1 Parámetros del sistema multicapa.

$D$ : distancia de separación entre llantas

$q$ : presión de contacto ejercida por las ruedas

$a$ : radio de la carga

$H_i$ : espesor de la capa  $i$

$E_i$ : módulo dinámico de la capa  $i$

$\nu_i$ : relación de Poisson de la capa  $i$

### Parámetros del programa

#### Datos

- *Número total de capas*: especifica el número de capas que conforma la estructura. Mínimo dos capas y máximo seis.
- *Nombre del diseño*: campo de texto que puede usarse para identificar el diseño actual.

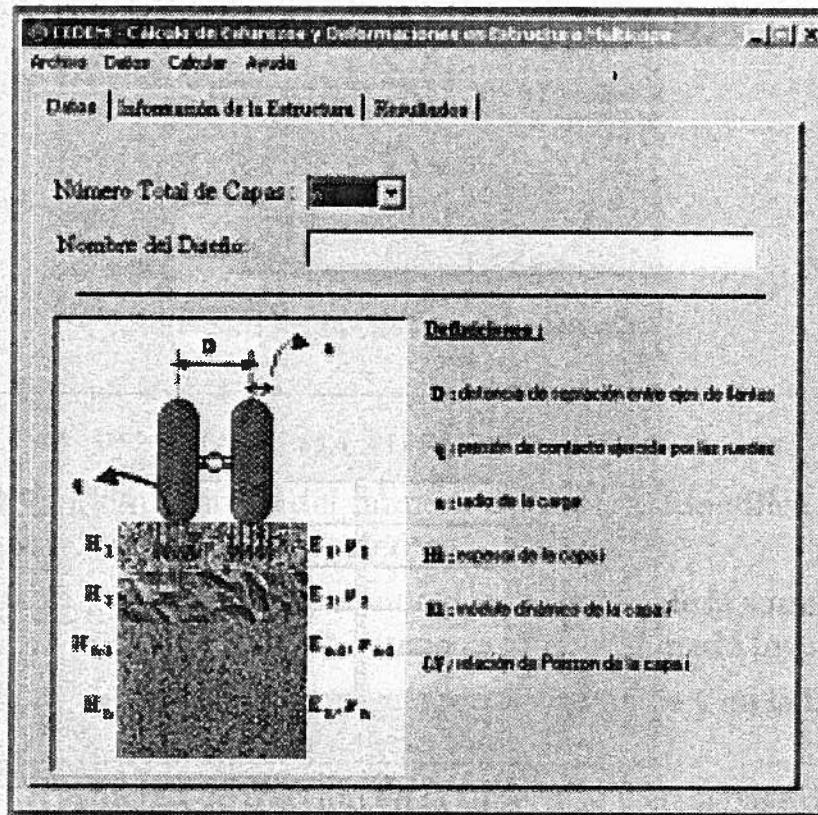


Figura A.2 Introducción de datos.

### Información de la estructura

- *Radio de la carga (a)*: distancia del centro al extremo de la rueda [m].
- *Presión de contacto (q)*: presión ejercida por la carga sobre la superficie de la estructura [MPa].
- *Distancia entre ejes de llantas (D)*: distancia de separación de las llantas del eje [m].
- *Capa N°*: identificación del número de la capa.
- *E*: módulo dinámico de la capa  $i$  [MPa].
- *v*: relación de Poisson de la capa  $i$ .
- *H*: espesor de la capa  $i$  [m].
- *Ligada / No ligada*: condición de interfaz entre la capa  $i$  y la capa  $i+1$

Figura A.3 Introducción de la información de la estructura.

- Botón *Calcular*: ejecuta la validación de los datos anteriores. Si alguno de los datos no es válido, muestra un cuadro de mensaje con el error respectivo.

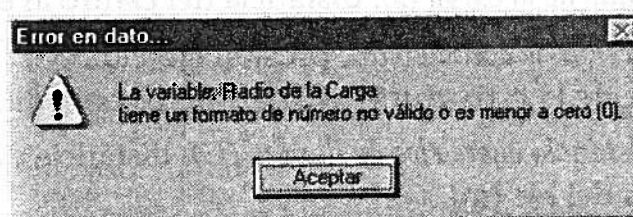


Figura A.4 Pantalla de error cuando los datos no son válidos.

- Botón *Insertar capa*: permite insertar una capa adicional en el lugar donde se escoja.

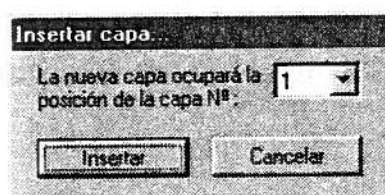


Figura A.5 Pantalla para insertar capas.

- Botón *Eliminar capa*: permite eliminar los datos de la capa deseada.

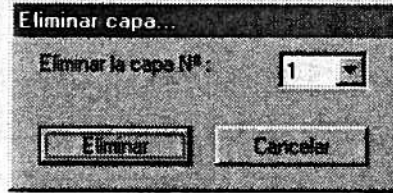


Figura A.6 Pantalla para eliminar capas.

### Resultados

- *Capa N°*: identificación del número de la capa. Identifica la condición de liga con la capa siguiente.
- *Z*: altura de la capa, comenzando desde el nivel de la superficie (0,0 m) hasta la superficie de la última capa determinada [m].
- *Épsilon T*: deformación horizontal en la superficie y en la base de la capa *i* debido a esfuerzos de tracción.
- *Sigma T*: esfuerzo de tracción en la superficie y en la base de la capa *i* [MPa].
- *Épsilon Z*: deformación vertical en la superficie y en la base de la capa *i* debido a esfuerzos verticales.
- *Sigma Z*: esfuerzo vertical en la superficie y en la base de la capa *i* [MPa].
- *Deflexión*: deflexión vertical en la superficie [mm/100].
- *Radio de curvatura*: longitud del radio de curvatura de la deflexión vertical en superficie [m].

Capa N°	Z [m]	Epsilon T	Sigma T [MPa]	Epsilon X	Sigma X [MPa]
1	0.00	303 DE -6	1.3460	-174 DE -6	0.6610
	0.05	881E -6	0.7057	91 1E -6	0.5792
2	0.05	60.1E -6	0.7291	54 DE -6	0.5792
	0.33	-130 DE -6	-1.3352	117 DE -6	0.0354
3	0.33	151 DE -6	0.1030	56.2E -6	0.0354
	0.39	-115 DE -6	0.0523	134 DE -6	0.0214
4	0.39	-119 DE -6	0.0076	575 DE -6	0.0214
5					
6					

Deflexión : 115.00 [mm/100]  
Radio de Curvatura : 427.20 [m]

Figura A.7 Pantalla de resultados.

### Funcionamiento del programa

El programa calcula internamente el sistema de ecuaciones para el caso de estructura multicapa propuesto por el usuario, teniendo en cuenta las condiciones de interfaz entre cada una de las capas (ligada o no ligada). Después se realizan los cálculos necesarios para encontrar la solución al sistema de ecuaciones propuesto anteriormente. El programa presenta los resultados en forma de tabla resumen, de modo que el usuario los pueda analizar y evaluar con facilidad.

## KENPAV (DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS)

Kenpav es un *software* desarrollado para trabajar en un ambiente Windows, sobre una plataforma elaborada en Visual Basic, razón por la cual se trató de construir un ambiente lo más amable y sencillo posible, facilitando la labor de quien vaya a utilizar el programa.

El programa está elaborado para diseñar pavimentos, optimizando una capa de la estructura escogida de acuerdo con parámetros definidos por el usuario. Una vez finalizado este proceso, presenta la opción de calcular una rehabilitación a la estructura diseñada.

Aunque el programa es fácil de manejar, hay que aclarar que la persona que lo va a usar debe tener los conocimientos suficientes sobre el tema para entender los resultados y las sugerencias hechas durante su ejecución; además, los datos ingresados tienen que estar soportados por estudios y ensayos reales de laboratorio que correspondan a las condiciones de la estructura de pavimento cuando ésta se construya, con el fin de evitar errores en el dimensionamiento de la estructura que lleve, una vez construida, a daños inesperados antes de la finalización del período de diseño.

En este manual de manejo se muestra cómo llevar a cabo el diseño de una estructura de pavimento con recalza o sin ella, para lo cual deben seguirse las instrucciones que vienen a continuación.

### **Instalación**

Para la instalación del programa Kenpav hay que seguir estas instrucciones:

- Colocar el CD de la aplicación Kenpav en la unidad CD-ROM.
- Abrir el Explorador de Windows y seleccionar la unidad de CD-ROM. Hacer doble click sobre el icono SETUP.EXE.
- Iniciar el proceso de instalación.
- Seguir las instrucciones que da el programa de instalación.

**Nota:** Al seleccionar la unidad y el directorio en que se instalará el programa, se recomienda crear un nuevo directorio o subdirectorio llamado Kenpav, para instalar allí todos los componentes del programa.

### **Acceso**

Para tener acceso al programa primero se debe digitar la clave en la caja de texto que se encuentra en la ventana de **Acceso** (figura A.8); una vez terminado este procedimiento, hay que oprimir el botón "Continuar" para iniciar la ejecución del programa. Si, por el contrario, se abrió el programa pero no se desea tener acceso, se debe oprimir el botón "Salir", que se encuentra en la parte inferior.

### **Inicio**

Se puede comenzar la ejecución del programa en dos formas diferentes: creando una nueva estructura o abriendo una ya existente. Para abrir o crear un documento, según sea el caso, se puede recurrir a un menú, a iconos o a teclas.

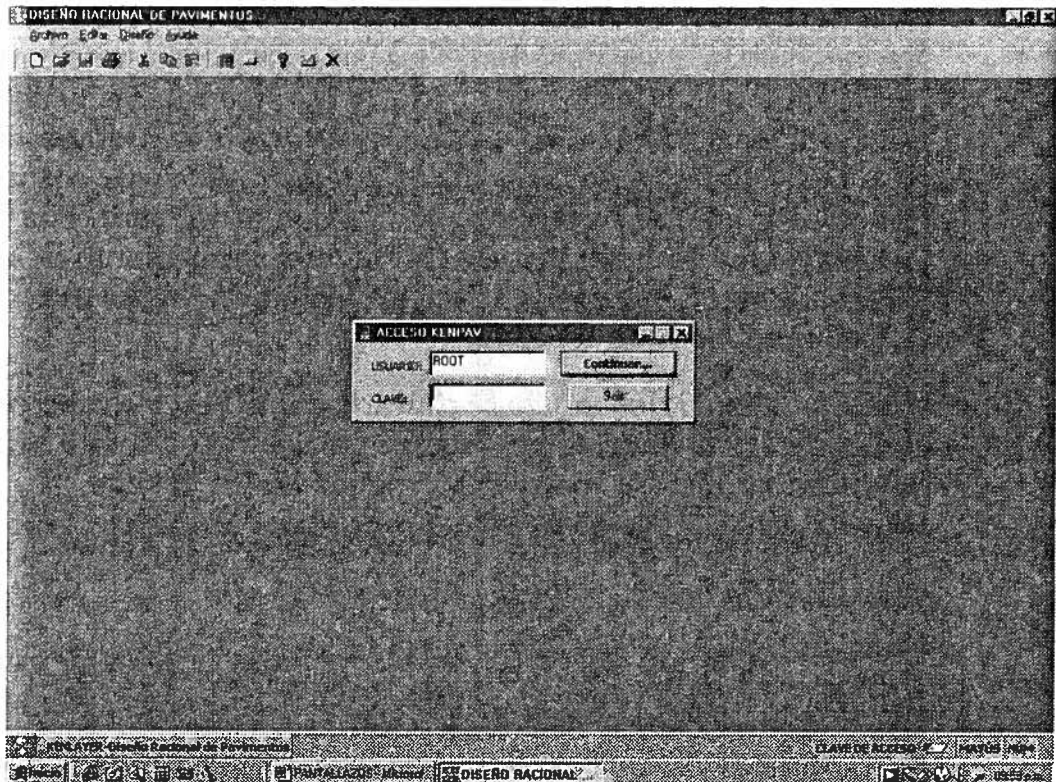


Figura A.8 Acceso e inicio a Kenpav.

El menú ubicado en la barra de trabajo de la ventana principal (figura A.8) recibe el nombre de "Archivo", que al desplegarse da la opción de nuevo diseño y abrir diseño, entre otros.

Los iconos, ubicados en su respectiva barra de trabajo, se encuentran en la parte superior de la ventana principal (figura 8).



Permite diseñar una nueva estructura de pavimento.



Permite abrir una estructura de pavimento existente.

Por último, el usuario tendrá la posibilidad de seleccionar cualquiera de estas dos opciones por medio del conjunto de teclas específicas en el menú desplegable "Archivo" de la ventana principal.

### Cálculo del tránsito

La ventana para el **Cálculo del tránsito** se divide en dos cuadros: "Opciones" y "Variables" (figura 9). La primera da la posibilidad de escoger entre "Calcular tránsito" o "CAM y N"; se escoge calcular tránsito cuando se tienen valores de vehículos pesados (MJA), de período de diseño ( $n$ ) y de tasa de crecimiento anual ( $i$ ), datos con los cuales se

puede calcular el tránsito acumulado ( $N$ ); al elegir esta opción se habilitan las cajas de texto que se encuentran en el cuadro de "Variables". La otra opción se escoge cuando se tiene un valor del tránsito acumulado confiable con el que puedan realizarse los cálculos.

Cabe aclarar que en las dos opciones antes mencionadas hay que digitar el valor correspondiente al CAM que se encuentra en la parte inferior del cuadro de "Variables" (figura A.9).

Los botones situados en la parte inferior de la ventana **Cálculo del tránsito** indican los procedimientos que siguen si éstos se oprimen. "Borrar datos" elimina el contenido de todas las cajas de texto que se encuentran en esta ventana, mientras que "Continuar" abre una ventana nueva llamada **Tipo de estructura**.

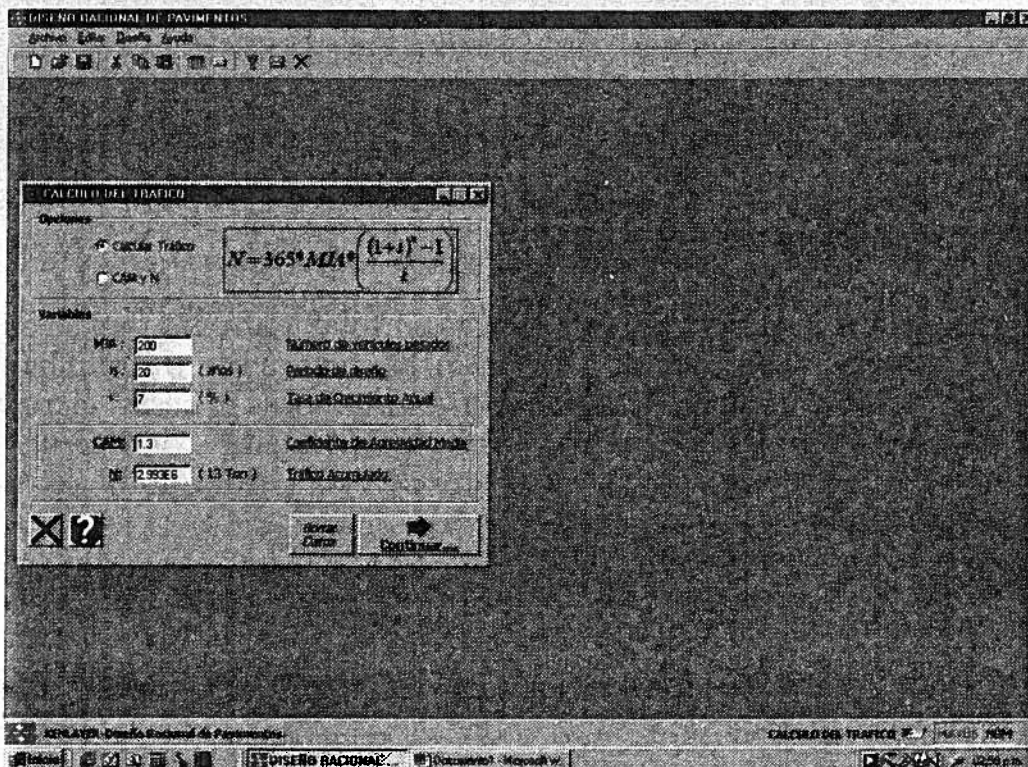


Figura A.9 Cálculo del tránsito.

## Tipo de estructura

En la ventana **Características del diseño** (figura A.10) se muestran diferentes opciones de estructura de pavimentos, entre las cuales se debe escoger una que se adapte a las condiciones de la calzada que se va a construir.

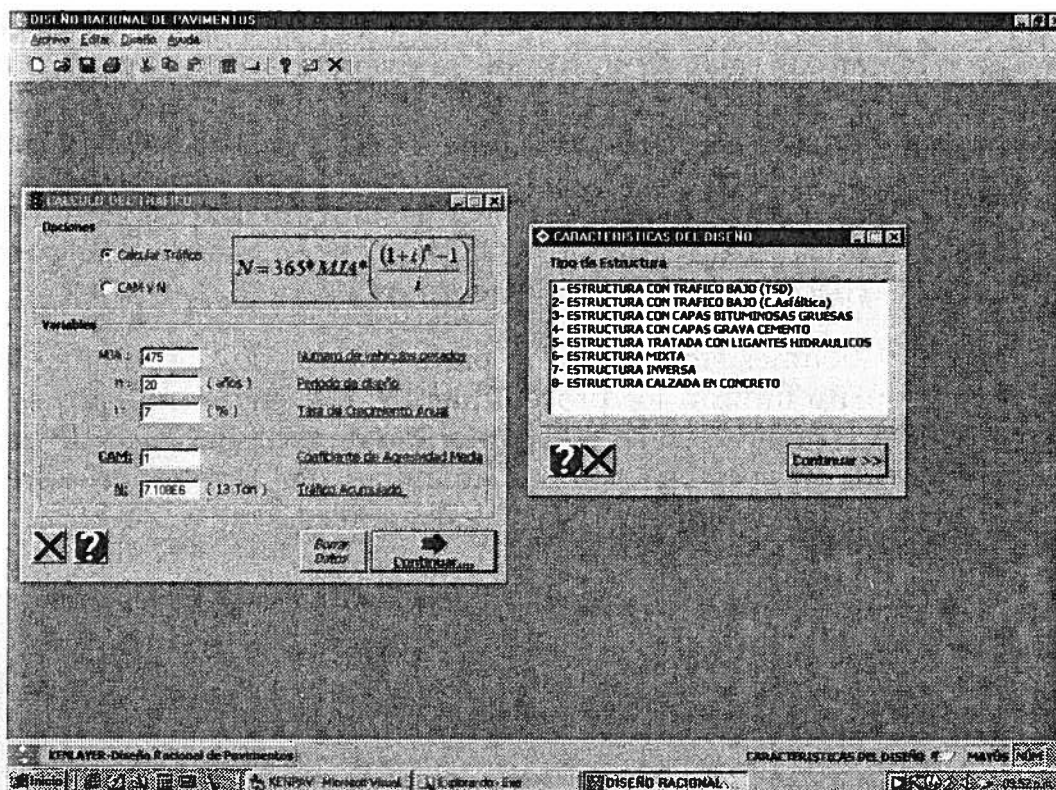


Figura A.10 Tipo de estructura.

Son nueve tipos de estructuras en total, entre las que se cuentan estructura con tránsito bajo (TSD), estructura con tránsito bajo (carpeta asfáltica), estructura con capas bituminosas gruesas, estructuras con capas de grava cemento, estructuras tratadas con ligantes hidráulicos, estructura mixta, estructura inversa y, por último, estructura con calzada en concreto.

### **Estructura con tránsito bajo (TSD)**

Al seleccionarse en la ventana de **Tipo de estructura**, aparece en la parte inferior de la misma una caja de texto en la que se digita el número de capas con que se va a diseñar (figura A.11), el cual debe estar en un rango de 2 a 10; una vez digitado se oprime el botón "Continuar", que abrirá la ventana Estructura con tránsito bajo (TSD).



Las otras cajas de texto deben llenarse con valores de módulos de elasticidad ( $E$ ) en MPa, coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) y espesores ( $H$ ) en  $m$ , correspondientes a cada capa. Una vez finalizado este proceso se oprime el botón "Cargar", para que dichos datos se lleven al fichero Datos de entrada (figura A.13).

ESTRUCTURA DE TRAFICO BAJO (T.S.D.) - Iteración 6.6

Datos de Entrada

Información conocida

Parámetros de Diseño Utilizados

Radio de Contacto: 0.125 m

Presión de Contacto: 0.662 MPa

Distancia entre Ejes: 0.375 m

# Posiciones Eje: 3

Información de la Estructura

#	Tipo	E (MPa)	$\nu$	H (m)
1	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE	NO-ESTRUC.		
2	BASE GRANULAR	600	0.35	0
3	GRAVA NO TRATADA	125	0.35	0.25
4	GRAVA TRATADA	50	0.35	0.25

BASE GRANULAR

GRAVA NO TRATADA

GRAVA TRATADA

$k_{sub} = 0.016 (N/E)^{-0.22}$

\* Todos los valores presentados en N/m<sup>2</sup>

CALCULAR

Figura A.13 Datos de entrada. Estructura con tránsito bajo (TSD).

El fichero **Datos de entrada** (figura A.13) muestra en el cuadro "Información conocida" el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tránsito acumulado ( $N$ ). En "Parámetros de diseño" aparecen el radio de contacto en  $m$ , la presión de contacto en MPa, la distancia entre ejes en  $m$  y el número de posiciones de ejes que se empleará para el cálculo de deformaciones aplicadas. También se visualiza la estructura, con los respectivos parámetros que hay que evaluar.

Por último, en "Información de la estructura" se muestran las capas que la conforman con sus respectivas características, las cuales se encuentran en cajas de texto que pueden modificarse.

Una vez que se está de acuerdo con la información suministrada por el fichero **Datos de entrada**, se oprime el botón "Calcular", situado en la parte inferior del mismo, el cual abrirá el fichero **Resultados y gráfica**.

El fichero Resultados y grafica (figura A.14) contiene en la parte superior la deformación admisible en la superficie de la subrasante ( $\epsilon_{adm}^{(s)}$ ), parámetro que se evalúa para llevar a cabo la optimización de la capa escogida.

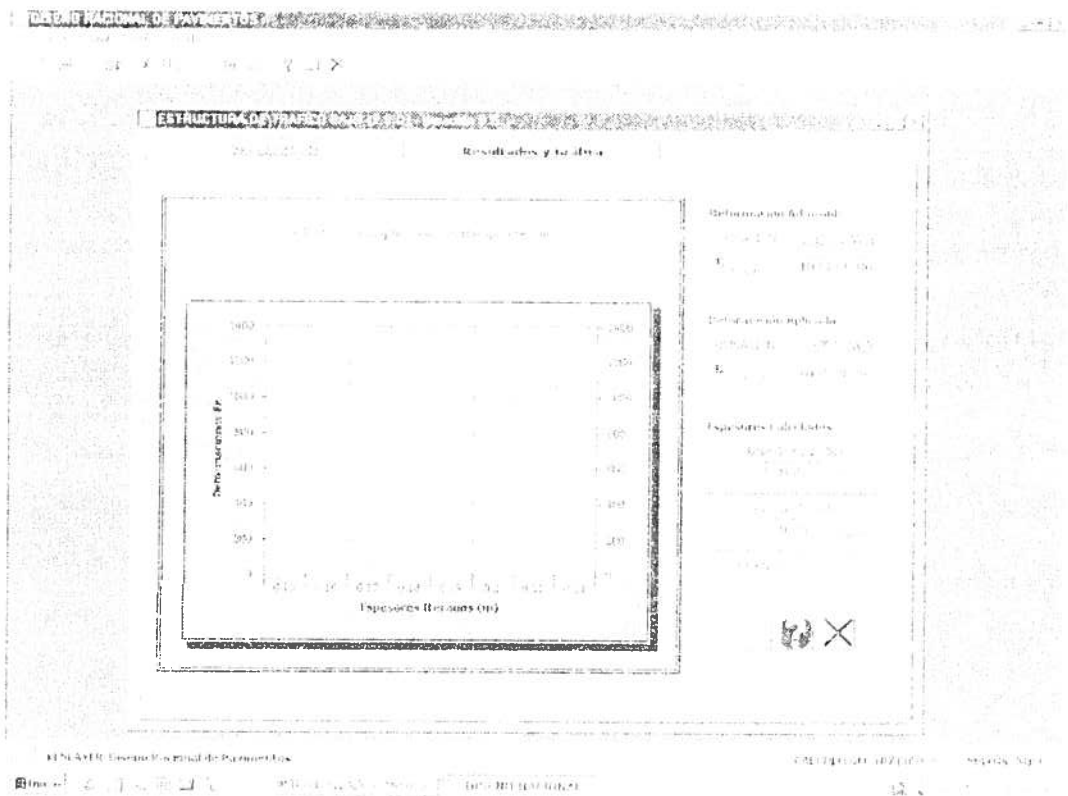


Figura A.14 Resultados y grafica: Estructura con tránsito bajo (ED).

De manera interactiva muestra en una grafica como va variando la deformación aplicada en la superficie de la subrasante ( $\epsilon_{adm}^{(s)}$ ) en función a un espesor en  $m$  determinado por el programa y los datos dentro la parte interior de este fichero, el cual irá aumentando de una medida en que la estructura presente deformaciones admisibles menores que la deformación admisible (figura A.14).

Después que se termine este proceso iterativo, el programa muestra en pantalla una ventana llamada Posibilidad de recalza, la cual contiene dos botones en la parte superior que, al oprimirse, indican el procedimiento que sigue. Hay dos alternativas: "Ver resultados" o "Diseño con recalza". El proceso que se debe seguir para cada una de estas dos opciones es el mismo que se explica más adelante en el aparte correspondiente a estructura con capas bituminosas gruesas.

### *Estructura con tránsito bajo (carpeta asfáltica)*

El procedimiento que hay que seguir para el diseño de estructuras con tránsito bajo con carpeta asfáltica es el mismo que se viene en el

estructura con tránsito bajo (TSD), con la diferencia de que al escoger el tipo de estructura cambia la opción seleccionada.

Cabe aclarar que para este tipo de estructura el tránsito equivalente debe ser el mismo usado en TSD, esto es, menor de 500.000 ejes.

### **Estructura con capas bituminosas gruesas**

Una vez seleccionada en la ventana de **Tipo de Estructura** (figura A.15) se oprime el botón "Continuar", que abrirá la ventana **Estructura con capas bituminosas gruesas**.

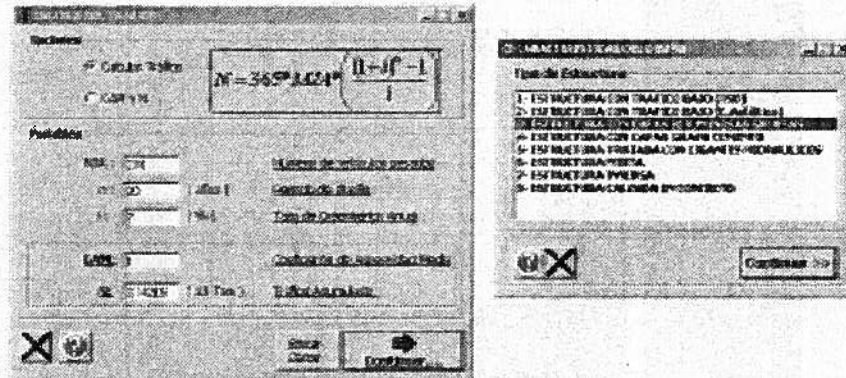


Figura A.15 Tipo de estructura. Estructura con capas bituminosas gruesas.

Esta ventana contiene tres ficheros, entre los que se encuentra **Datos de entrada** (figura A.16), que muestra en el cuadro "Información conocida" el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tránsito acumulado ( $N$ ). En "Parámetros de diseño" aparecen el radio de contacto en  $m$ , la presión de contacto en MPa, la distancia entre ejes en  $m$  y el número de posiciones de ejes que se empleará para el cálculo de deformaciones aplicadas. En "Estructura" se visualiza cada una de las capas, con los respectivos parámetros que hay que evaluar.

Por último, en "Datos estructurales" se piden valores de las características de los materiales que forman parte de la estructura, los cuales deben digitarse en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

$E (10\text{ }^{\circ}\text{C}, 10\text{ Hz})$ : módulo de elasticidad del material a una temperatura de  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$  y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPa.

$E (\theta\text{ }^{\circ}\text{C}, 10\text{ Hz})$ : módulo de elasticidad del material a una temperatura de  $\theta\text{ }^{\circ}\text{C}$  y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPa.

$\varepsilon_6 (10\text{ }^{\circ}\text{C}, 25\text{ Hz})$ : deformación para la cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$  y a una frecuencia de 25 Hz, dado por  $10^6$ .

$-1/b$ : pendiente de la ley de fatiga del material.

SN: dispersión del material en el ensayo de fatiga.

Sh: dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.

$\nu$ : coeficiente de Poisson del material.

R: riesgo de ruina admitido para el período de diseño, dado en porcentaje.

H: espesor de la capa, dado en  $m$ .

La columna "R (%)", correspondiente al riesgo de ruina admitido para el período de diseño, tiene la posibilidad de escoger el riesgo en cajas de selección desplegadas; cabe aclarar que en la parte inferior de esta columna se encuentra el botón "Tabla", en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura, según el tránsito que presente (figura A.11).

The screenshot shows a software window with the following sections:

- Información General:** Includes fields for 'LÍNEA' (set to 'E'), 'CAN' (set to 'T'), and 'Módulo Elástico' (set to '2.1E+06').
- Parámetros de Diseño:** Includes 'Factor de Corrección' (set to '1.25'), 'Carga de Diseño' (set to '1000'), 'Espesor de la Capa' (set to '0.25'), and 'Riesgo de Ruina' (set to '0.25').
- Alfabeto:** A grid for selecting letters (A-Z) for design variables.
- Tabla de Datos de Entrada:** A table with columns for 'Capa', 'Espesor (cm)', 'E (kg/cm²)', 'b (cm)', 'SN', 'Sh (cm)', 'ν', 'R (%)', and 'H (m)'. The table contains data for two layers: 'Capa Superior' and 'Capa Inferior'.

Capa	Espesor (cm)	E (kg/cm²)	b (cm)	SN	Sh (cm)	$\nu$	R (%)	H (m)
Capa Superior	1000	2400	100	1	0.25	0.25	0.25	0.25
Capa Inferior	1200	2400	100	1	0.25	0.25	0.25	0.25

Figura A.16 Datos de entrada. Estructura con capas bituminosas gruesas.

Una vez que se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de entrada** se oprime el botón "Continuar", ubicado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y Ecuaciones**.

El fichero **Cálculo y ecuaciones** (figura 17) contiene un cuadro de "Ecuaciones" en la parte superior donde se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades, al igual que un cuadro de "Variables calculadas" que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de las deformaciones admisibles.

$K_c$ : coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo.

$K_f$ : coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

$\delta$ : desviación estándar de la distribución del log  $N$  a la ruptura.

$k_s$ : coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la portancia de la capa de baja rigidez que soporta las capas tratadas.

El cuadro de "Estructura" presenta características como módulo de elasticidad ( $E$ ) en MPa, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y espesor ( $H$ ) en  $m$  de los materiales que forman parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden editarse.

The screenshot shows a software window titled "ESTRUCTURA DE PAVIMENTO RACIONAL". It is divided into three main sections:

- Ecuaciones (Definiciones):** Contains mathematical formulas for stress and strain.
 
$$\sigma_{i,CR} = \epsilon \left( \frac{NE}{1 \cdot 10^6} \right)^{0.25} \cdot \frac{E(10^6 \text{C})}{E(1^6 \text{C})} \cdot K_c \cdot K_f \cdot K_s$$

$$\epsilon_{i,CR} = 0.012(NE)^{-0.212}$$
- Parámetros (Definición):** A table with columns for "Capa", "E", "ν", "H", and "Ks".
 

Capa	E	ν	H	Ks
Superfície	1.2	0.25	0.02	1
Grava Asfáltica	1.2	0.25	0.02	1
- Resultados (Definición):** Input fields for  $K_f$  (value:  $10^{-11.4}$ ) and  $\delta$  (value:  $\sqrt{2N^2 + \left(\frac{c \cdot 2h}{b}\right)^2}$ ). Below this are fields for  $\epsilon_{i,CR}$  (value: 0.000000),  $\epsilon_{i,GB}$  (value: 0.000000), and  $\epsilon_{i,SR}$  (value: 0.000000). A "CALCULAR" button is located at the bottom right.

Figura A.17 Cálculos y ecuaciones. Estructura con capas bituminosas gruesas.

Por último, el cuadro de "Deformaciones admisibles", situado en la parte inferior del fichero, contiene la deformación admisible en la base de la capa de rodadura ( $\epsilon_{i,CR}$ ), en la base de la grava asfáltica ( $\epsilon_{i,GB}$ ) y en la superficie de la subrasante ( $\epsilon_{i,SR}$ ), parámetros que se evalúan para llevar a cabo la optimización de la capa de grava asfáltica.

El botón "Calcular", localizado en la parte inferior, abrirá el fichero **Resultados y gráfica**, el cual muestra en la parte superior las deformaciones admisibles calculadas con anterioridad.

Igualmente, en forma interactiva, muestra en una gráfica cómo va variando la deformación aplicada en la base de la grava asfáltica correspondiente a un espesor en  $m$  determinado por el programa, situado en la parte inferior de este fichero, el cual irá aumentando en la medida en que la estructura presente deformaciones aplicadas mayores que la deformación admisible (figura A.18).

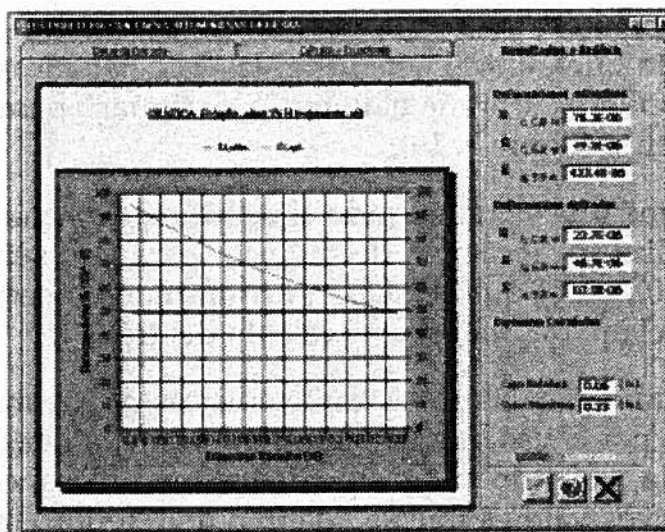


Figura A.18 Resultados y gráfica. Estructura con capas bituminosas gruesas.

Después que finaliza el proceso de iteración, en el que se obtiene el espesor de la capa de la grava bituminosa, aparece en pantalla una ventana que recibe el nombre de **Posibilidad de recalza** (figura A.19), la cual da dos opciones: "Ver resultados" o "Diseño con recalza". Si se oprime el botón que señala la primera opción, aparecerá la ventana **Estructura con capas bituminosas gruesas** con el fichero abierto de **Resultados y gráfica** (figura A.18), en el que se mostrará el espesor calculado.

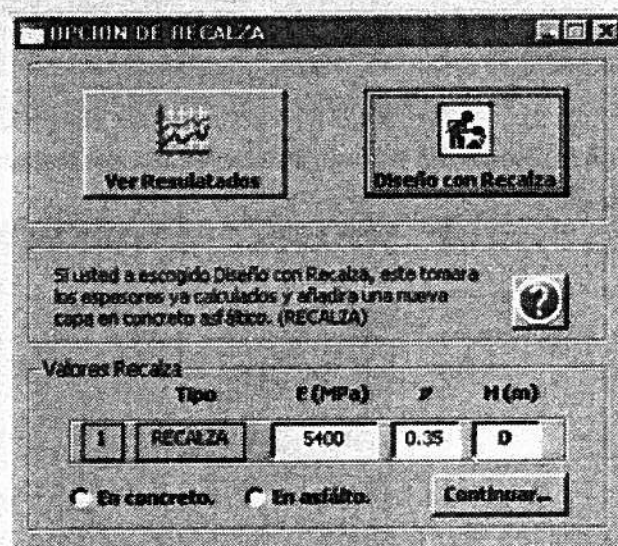


Figura A.19 Posibilidad de recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas.

Si se desea realizar un diseño con recalza se oprime el otro botón, que mostrará dos opciones localizadas en la parte inferior de la ventana, de las que sólo se debe escoger una; éstas proponen dos materiales diferentes para realizar la recalza, asfalto o concreto, la última de las cuales corresponde al conocido *whitetopping*.

Escogido el material para realizar la recalza, se digita en las cajas de texto que allí se encuentran las características del nuevo material, y después se oprime el botón "Continuar" para seguir con el procedimiento (figura A.19).

Como una vez finalizado el período de diseño el tránsito aumenta, se realiza un recálculo del tránsito para el diseño de la recalza (figura A.20), en el que se siguen los mismos procedimientos mencionados en el aparte referente al cálculo del tránsito.

Igualmente, como las características de los materiales se ven afectadas por el uso que han tenido durante la puesta en servicio de la calzada, bajando sus propiedades mecánicas, éstas deben ajustarse a nuevos valores que se adapten al deterioro sufrido. Para esto se requiere únicamente llenar las columnas que indican los módulos de elasticidad ( $E$ ) en MPa,  $\varepsilon_6$  por  $10^6$  y los coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) (figura A.21).

**NUEVO TRANSITO PARA LA RECALZA**

Opciones

# Cálculo Tráfico: 
$$N = 365 * M * A * \frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

# Cálculo E

Variables

N: 190 (Número de vehículos diarios)

n: 30 (años) (Período de diseño)

i: 7 (%) (Tasa de crecimiento anual)

M: 1 (Coeficiente de Acreditación)

A: 57346 (Tráfico Acreditado)

Botones: Cancel, Continuar

Figura A.20 Recálculo del tránsito. Estructura con capas bituminosas gruesas.

**Datos de entrada nuevos para la recalza**

Información General: Proyecto de Obra (Estructura), Tipo de Obra (Recalza), Tipo de Pavimento (Estructura con capas bituminosas gruesas), Tipo de Estructura (Estructura de Pavimento)

Información de Materiales:

Nº	Descripción	E (MPa)	$\varepsilon_6$ (10 <sup>6</sup> )	$\nu$
1	Asfalto	10000	0.0001	0.2
2	Grava	10000	0.0001	0.2
3	Grava	10000	0.0001	0.2
4	Grava	10000	0.0001	0.2
5	Grava	10000	0.0001	0.2
6	Grava	10000	0.0001	0.2
7	Grava	10000	0.0001	0.2
8	Grava	10000	0.0001	0.2
9	Grava	10000	0.0001	0.2
10	Grava	10000	0.0001	0.2

Botones: OK, Cancel, Continuar

Figura A.21 Datos de entrada nuevos para la recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas.

El procedimiento que sigue el programa para el cálculo de la recalza es el mismo mencionado para el diseño de una estructura nueva de pavimento, con la diferencia de que adiciona la nueva capa de recalza (figura A.22).

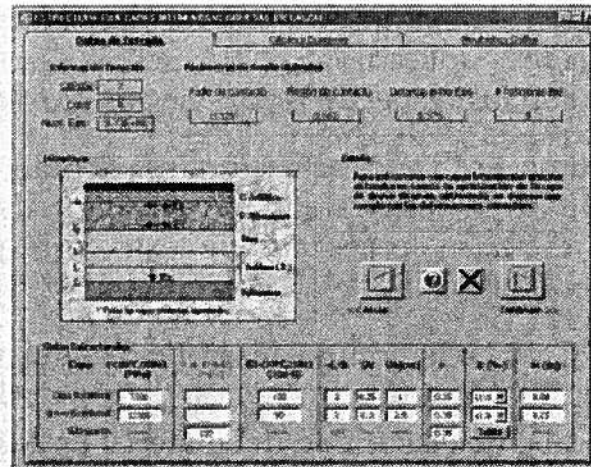


Figura A.22 Cálculos y ecuaciones con recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas.

Por último, los resultados obtenidos son el espesor de la grava asfáltica y el espesor de la recalza realizada, que se encuentran en un cuadro aparte de los otros espesores de la estructura (figura A.23).

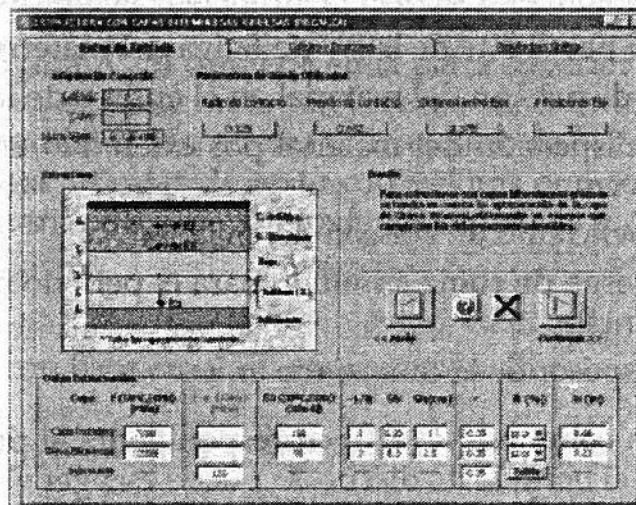


Figura A.23 Resultados y gráfica con recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas.

**Estructura con capas de grava cemento**

Para seleccionar este tipo de estructura se sigue el mismo procedimiento mencionado anteriormente para estructura con capas bituminosas gruesas.

La ventana Estructura con capas grava cemento contiene tres ficheros, entre los que se encuentra Datos de entrada (figura A.24), que muestra en el cuadro "Información conocida" el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tránsito acumulado (N). En "Parámetros de diseño" aparecen el radio de contacto en m, la presión de contacto en MPa, la distancia entre ejes en m y el número de

posiciones de ejes que se empleará para el cálculo de esfuerzos y deformaciones aplicadas. En "Estructura" se visualiza cada una de las capas, con los respectivos parámetros que se van a evaluar.

Por último, en "Datos estructurales" se piden valores de las características de los materiales que forman parte de la estructura, los cuales deben digitarse en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

**E (10 °C, 10 Hz):** módulo de elasticidad del material a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPa.

**E:** módulo de elasticidad del material en MPa.

**$\epsilon_6$  (10 °C, 25 Hz):** deformación para la cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

**$\sigma_6$  (10 °C, 25 Hz):** esfuerzo para el cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

**-1/b:** pendiente de la ley de fatiga del material.

**SN:** dispersión del material en el ensayo de fatiga.

**Sh:** dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.

**v:** coeficiente de Poisson del material.

**R:** riesgo de ruina admitido para el período de diseño, dado en porcentaje.

**H:** espesor de la capa, dado en *m*.

En la columna "R (%)", correspondiente al riesgo de ruina admitido para el período de diseño, se puede escoger el riesgo en cajas de selección desplegadas; cabe aclarar que en la parte inferior de esta columna se encuentra el botón "Tabla", en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura, según el tránsito que presente (figura A.24).

Capa	Espesor (cm)	Espesor (pulg)	Espesor (m)	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)	$\delta$ (mm)	$k_s$
Asfalto	10.0	0.39	0.10	1.0	0.01	0.01	1.0
Grava	15.0	0.59	0.15	1.0	0.01	0.01	1.0
Cemento	5.0	0.19	0.05	1.0	0.01	0.01	1.0

Figura A.24 Datos de entrada. Estructura con capas grava cemento.

Una vez que se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de entrada** se oprime el botón "Continuar", situado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y ecuaciones**.

Este fichero (figura A.25) contiene en la parte superior un cuadro de "Ecuaciones", en el que se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades. Además, un cuadro de "Variables calculadas", que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones admisibles.

$K_c$ : coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo.

$K_r$ : coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

$\delta$ : desviación estándar de la distribución del log  $N$  a la ruptura.

$k_s$ : coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la capacidad portante de la capa de baja rigidez que soporta a las capas tratadas.

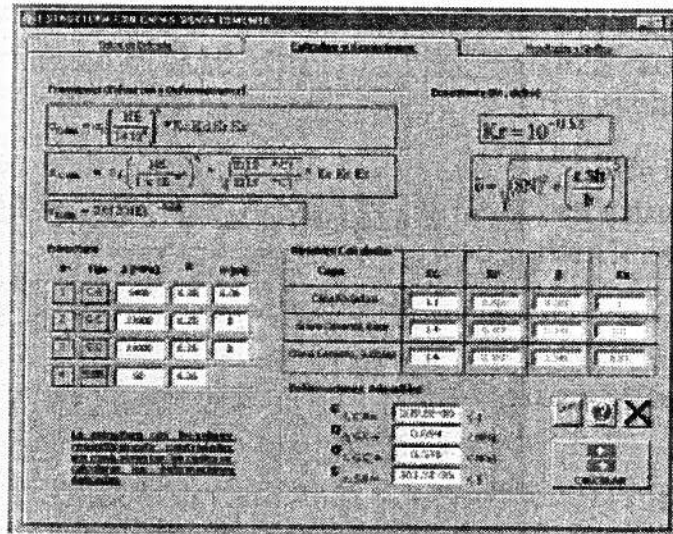


Figura A.25 Cálculos y ecuaciones. Estructura con capas grava cemento.

El cuadro de "Estructura" presenta características como módulo de elasticidad ( $E$ ) en MPa, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y espesor de los materiales ( $H$ ) en  $m$ , que forman parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden editarse.

Por último, el cuadro de "Deformaciones admisibles", situado en la parte inferior del fichero, contiene las admisibilidades; la deformación en la base de la capa de rodadura ( $\epsilon_{t,CR}$ ), los esfuerzos en la base de las capas de grava cemento ( $\sigma_{t,GC}$ ) en MPa y la deformación en la superficie de la subrasante ( $\epsilon_{z,SR}$ ), son parámetros que se evaluarán para llevar a cabo la optimización de la capa de grava cemento.

El botón "Calcular", localizado en la parte inferior, abrirá el fichero **Resultados y gráfica**, el cual muestra en la parte superior las deformaciones admisibles antes calculadas.

Así mismo muestra en una gráfica, en forma interactiva, cómo varía el esfuerzo aplicado en la base de la grava cemento equivalente a la capa 3, la cual corresponde a un espesor determinado por el programa ubicado en la parte inferior de este fichero, que irá aumentando en la medida en que la estructura presente esfuerzos y deformaciones aplicados mayores que las admisibilidades ya establecidas (figura A.26).



### **Estructura mixta**

Para seleccionar este tipo de estructura se sigue el mismo procedimiento utilizado en las estructuras con capas bituminosas gruesas.

La ventana **Estructura mixta** contiene tres ficheros, entre los que se encuentra **Datos de entrada** (figura A.28), que muestra en el cuadro "Información conocida" el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tránsito acumulado ( $N$ ). En "Parámetros de diseño" aparecen el radio de contacto en  $m$ , la presión de contacto en MPa, la distancia entre ejes en  $m$  y el número de posiciones de ejes que se empleará para el cálculo de esfuerzos y deformaciones aplicados. En "Estructura" se visualiza cada una de las capas, con los respectivos parámetros que hay que evaluar en dos fases: la primera cuando la estructura se encuentra en buen estado y la segunda cuando el material que forma parte de la estructura presenta fisuras.

Por último, en "Datos estructurales" se piden valores de las características de los materiales que forman parte de la estructura, los cuales deben digitarse en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

**E (10 °C, 10 Hz):** módulo de elasticidad del material a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPa.

**E:** módulo de elasticidad del material en MPa.

**$\epsilon_6$  (10 °C, 25 Hz):** deformación para la cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

**$\sigma_6$  (10 °C, 25 Hz):** esfuerzo para el cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

**-1/b:** pendiente de la ley de fatiga del material.

**SN:** dispersión del material en el ensayo de fatiga.

**Sh:** dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.

**v:** coeficiente de Poisson del material.

**R:** riesgo de ruina admitido para el período de diseño, dado en porcentaje.

**H:** espesor de la capa dado en  $m$ .

La columna "R (%)", correspondiente al riesgo de ruina admitido para el período de diseño, da la posibilidad de escoger el riesgo en cajas de selección desplegadas; cabe aclarar que en la parte inferior de esta

columna se encuentra el botón "Tabla", en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura, según el tránsito que presente (figura A.28).

The screenshot shows a software window with the following sections:

- Estructura (Tipología y Subtipología):** Includes fields for 'Tipo' (with a dropdown menu), 'Subtipo', and 'Materiales'.
- Materiales:** Includes a field for 'Esfuerzo de diseño' and a field for 'Esfuerzo de cálculo'.
- Cargas:** A table with columns: Carga, M, D, A, E.
 

Carga	M	D	A	E
Carretera	0.1	0.2	0.3	0.4
Autopista	0.2	0.3	0.4	0.5
Carretera urbana	0.3	0.4	0.5	0.6
- Variables Calculadas:** Includes fields for 'Kc', 'Kr', and 'delta'.
- Variables Admisibles:** Includes input fields for 'Kc', 'Kr', and 'delta'.

Figura A.28 Datos de entrada. Estructura mixta.

Después que se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de entrada** se oprime el botón "Continuar", situado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y ecuaciones**.

Este fichero (figura A.29) contiene en la parte superior un cuadro de "Ecuaciones", en el que se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades. Además, un cuadro de "Variables calculadas", que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones admisibles.

$K_c$ : coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo.

$K_r$ : coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

$\delta$ : desviación estándar de la distribución del log  $N$  a la ruptura.

$k_s$ : coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la capacidad portante de la capa de baja rigidez que soporta las capas tratadas.

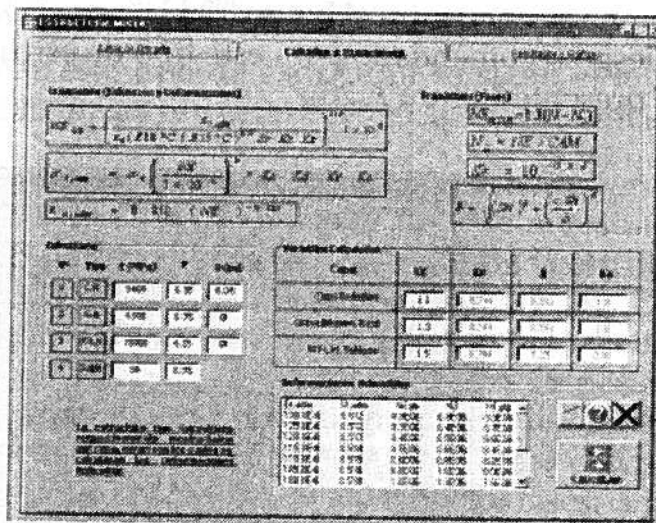


Figura A.29 Cálculos y ecuaciones. Estructura mixta.

El cuadro de "Estructura" presenta características como módulo de elasticidad ( $E$ ) en MPa, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y espesor de los materiales ( $H$ ) en  $m$ , que forman parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden editarse.

Por último, el cuadro de "Deformaciones admisibles", situado en la parte inferior del fichero, contiene las admisibilidades; la deformación en la base de la capa de rodadura ( $\epsilon_{t,adm}$ ) y los esfuerzos en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos ( $\sigma_{t,adm}$ ) en MPa son parámetros que se evalúan para llevar a cabo la optimización de la capa de la grava asfáltica y del material tratado con ligante hidráulico.

El botón "Calcular", situado en la parte inferior, abrirá el fichero **Resultados y gráfica**, el cual muestra en un cuadro ubicado en la parte superior los esfuerzos a tracción aplicados en la base de la capa tratada con ligante hidráulico ( $\sigma_{t,apl}$ ) y deformaciones horizontales aplicadas en la base de la grava asfáltica ( $\epsilon_{t,apl}$ ). En el cuadro "Deformaciones subrasante" aparecen los valores de las deformaciones admisibles ( $\epsilon_{z,adm}$ ) y aplicadas ( $\epsilon_{z,apl}$ ) en la superficie de la subrasante para cada una de las dos fases.

Así mismo muestra en una gráfica, en forma interactiva, cómo varía el esfuerzo aplicado en la base de la capa tratada con ligante hidráulico equivalente a la capa 3, la cual corresponde a un espesor determinado por el programa ubicado en la parte inferior de este fichero, que irá aumentando en la medida en que la estructura presente esfuerzos y deformaciones aplicados mayores que las admisibilidades ya establecidas (figura A.30).

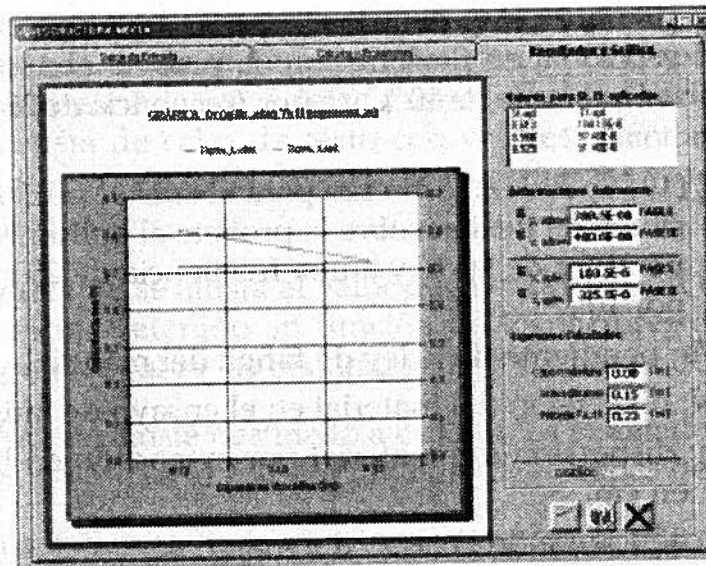


Figura A.30 Resultados y gráfica. Estructura mixta.

Al igual que a la estructura con capas bituminosas gruesas, a la estructura mixta se le puede realizar recalza, con la diferencia de que sólo puede diseñarse con materiales que contengan asfalto. Se debe seguir el mismo procedimiento usado en las estructuras con capas bituminosas gruesas.

### **Estructura inversa**

Para seleccionar este tipo de estructura se sigue el mismo procedimiento empleado en las estructuras con capas bituminosas gruesas.

La ventana **Estructura inversa** contiene tres ficheros, entre los que se encuentra **Datos de entrada** (figura A.31), que muestra en el cuadro "Información conocida" el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tránsito acumulado ( $N$ ). En "Parámetros de diseño" aparecen el radio de contacto en  $m$ , la presión de contacto en MPa, la distancia entre ejes en  $m$  y el número de posiciones de ejes que se empleará para el cálculo de esfuerzos y deformaciones aplicados. En "Estructura" se visualiza cada una de las capas, con los respectivos parámetros que hay que evaluar.

Por último, en "Datos estructurales" se piden valores de las características de los materiales que forman parte de la estructura, los cuales deben digitarse en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

**E (10 °C, 10 Hz):** módulo de elasticidad del material a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPa.

**E:** módulo de elasticidad del material en MPa.

$\epsilon_6$  (10 °C, 25 Hz): deformación para la cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

$\sigma_6$  (10 °C, 25 Hz): esfuerzo para el cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

-1/b: pendiente de la ley de fatiga del material.

SN: dispersión del material en el ensayo de fatiga.

Sh: dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.

v: coeficiente de Poisson del material.

R: riesgo de ruina admitido para el período de diseño, dado en porcentaje.

H: espesor de la capa, dado en *m*.

Tipo	Espesor (cm)	Esfuerzo (MPa)	Riesgo (%)	SN	Sh (cm)	v	-1/b	R (%)	H (m)
Capa de Rodadura	100	1.00	10	1.5	0.5	0.2	2	10	0.10
Base de Rodadura	150	1.50	20	0.8	0.25	2	2.2	45	0.15
Substrato	50	5.0	10	1.5	0.25	0.2	1.1	5	0.05

Figura A.31 Datos de entrada. Estructura inversa.

La columna "R (%)", correspondiente al riesgo de ruina admitido para el período de diseño, tiene la posibilidad de escoger el riesgo en cajas de selección desplegadas; cabe aclarar que en la parte inferior de esta columna se encuentra el botón "Tabla", en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura, según el tránsito que presente (figura A.31).

Después que se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de entrada** se oprime el botón "Continuar", localizado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y ecuaciones**.

Este fichero (figura A.32) contiene en la parte superior un cuadro de "Ecuaciones", en el que se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades. Además, un cuadro de "Variables calculadas", que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones admisibles.

$K_r$ : coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

$K_c$ : coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo.

$\delta$ : desviación estándar de la distribución del log  $N$  a la ruptura.

$k_s$ : coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la capacidad portante de la capa de baja rigidez que soporta las capas tratadas.

El cuadro de "Estructura" presenta características como módulo de elasticidad ( $E$ ) en MPa, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y espesor de los materiales ( $H$ ) en  $m$ , que forman parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden editarse.

Por último, el cuadro de "Deformaciones admisibles", localizado en la parte inferior del fichero contiene la deformación en la base de la capa de grava no tratada ( $\epsilon_{t,GNT}$ ), el esfuerzo en la base de las capas tratadas con ligantes hidráulicos ( $\sigma_{t,TLH}$ ) en MPa y la deformación vertical en la superficie de la subrasante ( $\epsilon_{z,SR}$ ), parámetros que se evalúan para llevar a cabo la optimización de la capa tratada con ligante hidráulico y de la capa de grava asfáltica.

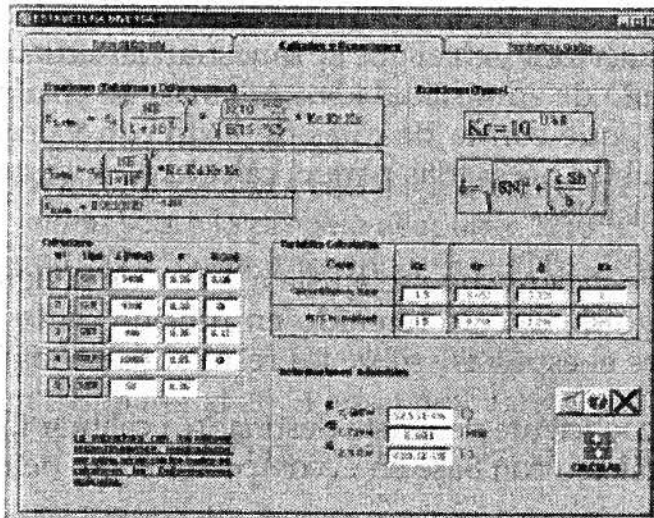


Figura A.32 Cálculos y ecuaciones. Estructura inversa.

El botón "Calcular", localizado en la parte inferior, abrirá el fichero **Resultados y gráfica**, el cual muestra en la parte superior las deformaciones admisibles antes calculadas.

Así mismo muestra en dos gráficas, en forma interactiva, cómo varía el esfuerzo aplicado en la base de la capa tratada con ligante hidráulico y la deformación aplicada en la base de la capa de grava asfáltica, los cuales corresponden a un espesor determinado por el programa ubicado en la parte inferior de este fichero, el cual irá aumentando en la medida en que la estructura presente esfuerzos y deformaciones aplicados mayores que las admisibilidades ya establecidas (figura A.33).

Al igual que a la estructura con capas bituminosas gruesas, a la estructura mixta se le puede realizar recalza, con la diferencia de que sólo puede diseñarse con materiales que contengan asfalto. Se debe seguir el mismo procedimiento utilizado en las estructuras con capas bituminosas gruesas.

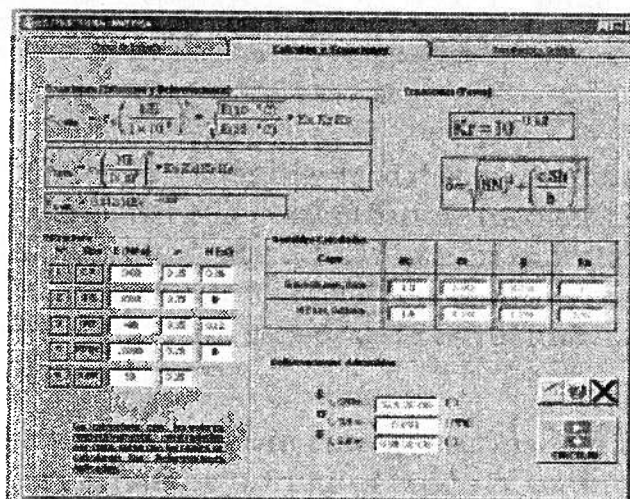


Figura A.33 Resultados y gráfica. Estructura inversa.

**Estructura con calzada en concreto**

Para seleccionar este tipo de estructura se sigue el mismo procedimiento empleado en las estructuras con capas bituminosas gruesas.

La ventana **Estructura con calzadas en concreto** contiene tres ficheros, entre los que se encuentra **Datos de entrada** (figura A.34), que muestra en el cuadro "Información conocida" el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tránsito acumulado (N). En "Parámetros de diseño" aparecen el radio de contacto en m, la presión de contacto en MPa, la distancia entre ejes en m y el número de posiciones de ejes que se empleará para el cálculo de deformaciones aplicadas. En "Estructura" se visualiza cada una de las capas, con los respectivos parámetros que se deben evaluar.

Además de otras estructuras de pavimento, este fichero contiene dos cuadros más, uno de los cuales es "Características de la calzada", que consta de características propias de las estructuras con calzadas en concreto, tales como "concreto continuo", "con pasadores" o "sin pasadores y no armadas", opciones de las que se debe escoger sólo una (figura A.34). También contiene un cuadro llamado "Optimizar", que brinda la posibilidad de escoger entre dos capas que conforman la estructura cuál es la que se desea optimizar: "Espesor de concreto" o "Espesor de fundación".

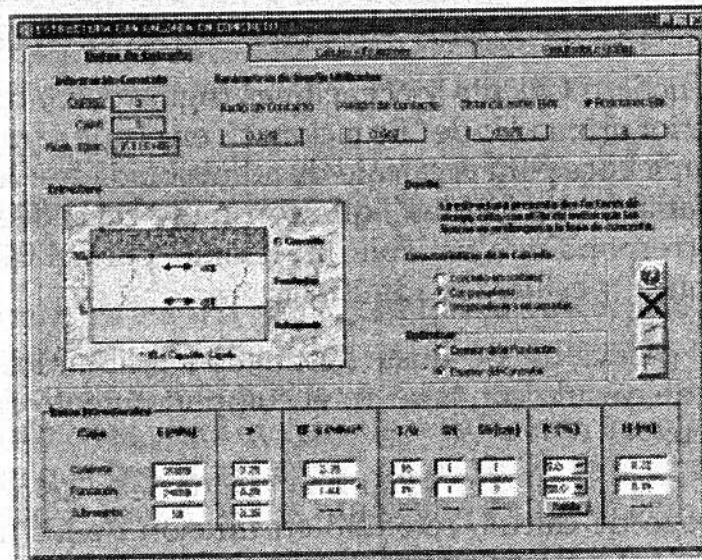


Figura A.34 Datos de entrada. Estructura con calzada en concreto.

Por último, en "Datos estructurales" se piden valores de las características de los materiales que forman parte de la estructura, los cuales deben digitarse en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

**E:** módulo de elasticidad del material en MPa.

**v:** coeficiente de Poisson del material.

$\sigma_6$  (10 °C, 25 Hz): esfuerzo para el cual se obtiene la ruptura convencional en flexión sobre la probeta al aplicar  $1 \times 10^6$  ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por  $10^6$ .

**-1/b:** pendiente de la ley de fatiga del material.

**SN:** dispersión del material en el ensayo de fatiga.

**Sh:** dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.

**R:** riesgo de ruina admitido para el período de diseño, dado en porcentaje.

**H:** espesor de la capa, dado en *m*.

La columna "R (%)", correspondiente al riesgo de ruina admitido para el período de diseño, da la posibilidad de escoger el riesgo en cajas de selección desplegadas; cabe aclarar que en la parte inferior de esta columna se encuentra el botón "Tabla", en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura, según el tránsito que presente (figura A.34).

Después que se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de entrada**, se oprime el botón que indica pasar al fichero siguiente, representado con un triángulo situado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y ecuaciones**.

El fichero **Cálculo y ecuaciones** (figura A.35) contiene en la parte superior un cuadro de "Ecuaciones", en el que se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades. Además, un cuadro de "Variables calculadas", que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de las deformaciones y esfuerzos admisibles.

**K<sub>c</sub>:** coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo.

**K<sub>r</sub>:** coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.

**δ:** desviación estándar de la distribución del log *N* a la ruptura.

**k<sub>s</sub>:** coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la capacidad portante de la capa de baja rigidez que soporta las capas tratadas.

El cuadro de "Estructura" presenta características como módulo de elasticidad (*E*) en MPa, coeficiente de Poisson (*v*) y espesor de los ma-

teriales ( $H$ ) en  $m$ , que forman parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden editarse.

Por último, el cuadro de "Deformaciones admisibles", localizado en la parte inferior del fichero, contiene el esfuerzo admisible en la base de la capa de concreto ( $\sigma_{t,CC}$ ) y en la base de la capa de fundación ( $\sigma_{t,Fun}$ ), así como la deformación admisible en la superficie de la subrasante ( $\epsilon_{z,SR}$ ), parámetros que se evalúan para llevar a cabo la optimización de la capa escogida para optimizar.

The screenshot shows a software interface with the following components:

- Formulas:**
  - $\sigma_{t,CC} = \sigma_c \left( \frac{NE}{1 \times 10^6} \right)^k * K_c * K_f * K_r * K_s$
  - $\epsilon_{z,SR} = 0.012(NE)^{0.25}$
  - $K_c = 10^{-0.12d}$
  - $d = \sqrt{3NF + \left( \frac{c \cdot 3h}{f} \right)^2}$
- Material Properties Table:**

Nº	Tip	T (MPa)	F	m (m)
1	CC	3000	0.20	0.22
2	Grav	2000	0.20	0.20
3	Grav	30	0.20	
- Parameters Calculated Table:**

Capa	m	F	F <sub>0</sub>	F <sub>1</sub>
Capa de Concreto	1.5	0.20	0.25	1.5
Fundación	1.8	0.20	0.20	0.20
- Admissible Deformations:**
  - $\sigma_{t,CC} = 2.920$  (MPa)
  - $\sigma_{t,Fun} = 1.910$  (MPa)
  - $\epsilon_{z,SR} = 0.012106$

Figura A.35 Cálculos y ecuaciones. Estructura con calzada en concreto.

El botón "Calcular", situado en la parte inferior, abrirá el fichero **Resultados y gráfica**, el cual muestra en la parte superior la deformación y los esfuerzos admisibles antes calculados.

Así mismo muestra en una gráfica, en forma interactiva, cómo varían los esfuerzos de tracción aplicados en la base de la capa escogida para optimizar, la cual corresponde a un espesor determinado por el programa; situado en la parte inferior de este fichero, irá aumentando en la medida en que la estructura presente esfuerzos de tracción aplicados mayores que los esfuerzos admisibles (figura A.36).

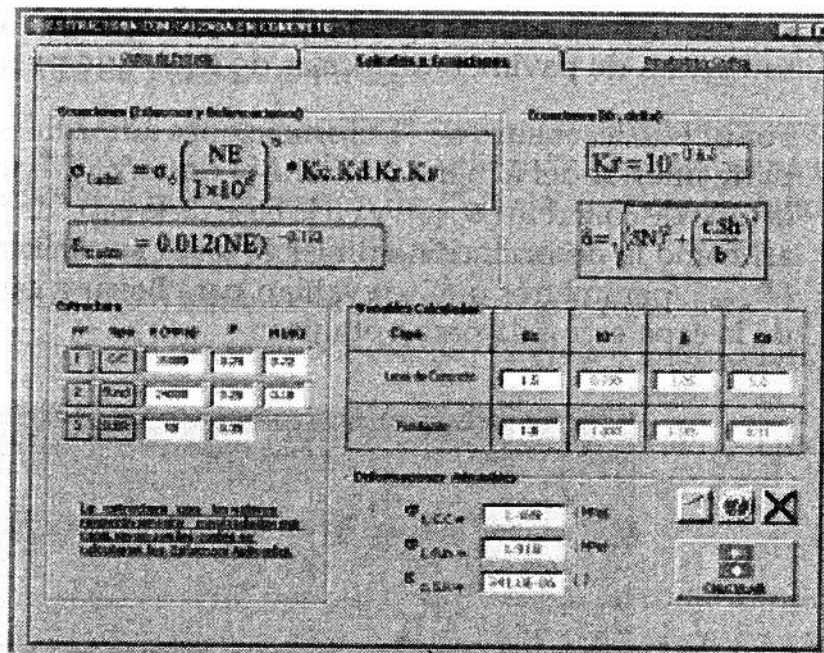


Figura A.36. Resultados y gráfica. Estructura con calzadas en concreto.

Al igual que a las otras estructuras, a la estructura con calzada en concreto se le puede realizar recalza, que puede diseñarse con materiales que contengan asfalto o concreto. Se debe seguir el mismo procedimiento usado en las estructuras con capas bituminosas gruesas.

**ANEXO**

**B**

---

***Tablas resumen para el  
diseño de pavimentos  
por medio de metodología  
racional***

**E**n este anexo se relacionan las tablas que se utilizan más comúnmente en la metodología racional para el diseño de pavimentos, en las cuales se especifican las características de los materiales tratados y no tratados, las ecuaciones que permiten calcular los esfuerzos o deformaciones admisibles para cada tipo de capa, los valores de espesores mínimos tecnológicos de la capa de rodadura, los valores de riesgo y de la ley normal, y la determinación del Coeficiente de Agresividad Media.

## CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

### Materiales tratados

Tabla B.1  
Características de los concretos

Clase de concreto	Módulo de elasticidad E [MPa]	Relación de Poisson $\nu$
BC 5	35.000	0,25
BC 4	24.000	0,25
BC 3	24.000	0,25
BC 2	24.000	0,25

**Tabla B.2**  
Características de los materiales bituminosos

Material de la capa	Módulo de elasticidad E ( $\theta$ °C, 10 Hz) [MPa]						E (15°C) [MPa]	Relación de Poisson $\nu$	
	$\theta$ [°C]	-10	0	10	20	30			40
BBSG		14.800	12.000	7.200	3.600	1.300	1.000	5.400	0,35
Grava asfáltica GB 1		18.000	14.000	9.000	5.000	2.000	800	7.000	0,35
Grava asfáltica GB 2		23.000	18.800	12.300	6.300	2.700	1.000	9.300	0,35
Grava asfáltica GB 3		23.000	18.800	12.300	6.300	2.700	1.000	9.300	0,35
Mezcla asfáltica de alto módulo EME 1		30.000	24.000	17.000	11.000	6.000	3.000	14.000	0,35
Mezcla asfáltica de alto módulo EME 2		30.000	24.000	17.000	11.000	6.000	3.000	14.000	0,35

**Tabla B.3**  
Características de los materiales tratados con ligantes hidráulicos

Material de la capa	Módulo de elasticidad E [MPa]	Relación de Poisson $\nu$
Grava cemento GC	23.000	0,25
Grava cemento hidráulico GCH	23.000	0,25
Grava con cenizas volantes GCV	30.000	0,25
Grava escoria granulada GLg	15.000	0,25
Grava escoria molida GLp	20.000	0,25
Grava escoria molida GLp y Cal	15.000	0,25
Grava escoria recompuesta GLR	23.000	0,25
Arena cemento SC3	17.200	0,25
Arena cemento SC2	12.000	0,25
Arena cemento SC1	5.000	0,25
Arena escoria SL3	12.500	0,25
Arena escoria SL2	8.500	0,25
Arena escoria SL1	3.700	0,25
Capa de rodadura en concreto BCc	28.000	0,25

## Materiales tratados en comportamiento en fatiga

**Tabla B.4**  
Características de los concretos en fatiga

Clase de concreto	Esfuerzo al millón de repeticiones $\sigma_6$ [MPa]	Pendiente de la ley de la fatiga -1/b	SN	Coefficiente de dispersión del espesor Sh <sup>(1)</sup>	Coefficiente de ajuste $k_c$
BC 5	2,15	16	1	(2)	1,5
BC 4	1,95	15	1	(2)	1,5
BC 3	1,63	15	1	(2)	1,5
BC 2	1,37	14	1	(2)	1,5

(1) Sh puede reducirse a 0,02 m si la subrasante es de buena calidad.

(2) Sh depende del equipo puesto en obra.

**Tabla B.5**  
Características de los materiales bituminosos en fatiga

Capa de material	Deformación al millón de repeticiones $\epsilon_8$ (10° C, 25 Hz) $\times 10^{-6}$	Pendiente de la ley de la fatiga $-1/b$	SN	Coefficiente de dispersión del espesor Sh	Coefficiente de ajuste $k_c$
BBSG	100	5	0,25	(3)	1,1
Grava asfáltica GB 1	70	5	0,4	(3)	1,3
Grava asfáltica GB 2	80	5	0,3	(3)	1,3
Grava asfáltica GB 3	90	5	0,3	(3)	1,3
Mezcla asfáltica de alto módulo EME 1	100	5	0,3	(3)	1,0
Mezcla asfáltica de alto módulo EME 2	130	5	0,25	(3)	1,0

(3) Sh depende del espesor puesto en obra:

Sh = 0,01 m si  $h \leq 0,10$  m

Sh = 0,025 m si  $h \geq 0,15$  m

Sh = 0,01 + 0,3 (h-0,1) si  $0,1 \leq h \leq 0,15$  m

**Tabla B.6**  
Características de los materiales tratados con ligantes hidráulicos

Clase de concreto	Esfuerzo al millón de repeticiones $\sigma_6$ [MPa]	Pendiente de la ley de la fatiga $-1/b$	SN	Coefficiente de dispersión del espesor (m) Sh <sup>(1)</sup>	Coefficiente de ajuste $k_c$
Grava cemento GC	0,75	15	1	0,03	1,4
Grava con cenizas volantes GCV	1,4	16	1	0,03	1,5
Grava escoria granulada GLg	0,6	12,5	1	0,03	1,5
Grava escoria molida GLp	0,7	13,7	1	0,03	1,5
Grava escoria GLp y cal	0,6	12,5	1	0,03	1,5
Grava escoria recompuesta GLR	0,75	15	1	0,03	1,4
Arena cemento SC3	0,75	12	0,8	0,025	1,5
Arena cemento SC2	0,5	12	0,8	0,025	1,5
Arena cemento SC1	0,21	12	0,8	0,025	1,5
Arena escoria SL3	0,65	10	0,8	0,025	1,5
Arena escoria SL2	0,425	10	0,8	0,025	1,5
Arena escoria SL1	0,175	10	0,8	0,025	1,5
Capa de rodadura en concreto BCc	1,85	15	1	0,03	1,5

(1) Sh puede reducirse a 0,02 m si la subrasante es de buena calidad.

## Mezclas asfálticas

Los concretos asfálticos se ejecutan en caliente y se utilizan básicamente para las capas de rodadura. A continuación se presenta una tabla resumen para los distintos tipos de concretos bituminosos y sus espesores mínimos tecnológicos de colocación.

**Tabla B.7**  
Diversas capas de rodadura en caliente

Materiales	Norma	Clase	Granulometría	Módulo de riqueza	Espesor de colocación (cm)
BB semiabierto BBSG	NF P 98-130	-	0/10	3,5	6 a 7
			0/14	3,3	7 a 9
BB delgadas BBM	NF P 98-132	BBM según granulometría Clases 1 a 3 según resultados del ahuellador	0/10	3,6	3 a 4
			0/14	3,3	3,5 a 5
BB clavadas BBC	NF P 98-133	-	0/6.3	3,8	3
			0/10	3,6	6
BB drenante BBDr	NF P 98-134	-	0/10 y 0/14	-	4
			0/6,3	-	3
BB para calzadas flexibles con bajo tránsito BBS	NF P 98-236	Tipo 1	0/10	3,4	4 a 5
			Disc. 2/6.3		
		Tipo 2	0/10	3,7	4 a 6
		Tipo 3	0/10	3,4	8
		Tipo 4	0/10	3,1	10 a 12
BB muy delgadas BBTM	NF P 98-137	-	Tipo 1 o 2 según resultados de la PCG	0/10 o 0/14	2 a 2,5
BB con módulo elevado BBME	NF P 98-141	Clase 1 a 3	0/10	-	6 a 7
			0/14	-	7 a 9
Asfaltos colados	NF P 98-145	-	0/14	-	3,5 a 4
			0/10	-	2,5 a 3,5
			0/6	-	2 a 2,5

## Gravas asfálticas

Son mezclas asfálticas utilizadas en capa de base o subbase, las cuales se clasifican en tres clases según su desempeño y en dos categorías según su granulometría (0/14 o 0/20):

**Tabla B.8**  
Características de las clases de gravas asfálticas

Clase de grava asfáltica	Contenido de asfalto	Granulometría	Módulo de riqueza	Porcentaje de vacíos
Clase 1	3,5%	0/20	2	≤ 13
Clase 2	4,2%	0/14	2,5	≤ 11
Clase 3	4,5%	0/14	2,8	≤ 10

El asfalto que se utiliza es puro o modificado y en general de un grado de penetración 30-50 o 60-70.

Los espesores de colocación de las capas son los siguientes: entre 8 y 12 cm para las gravas asfálticas de granulometría 0/14, y de 10 a 15 para las gravas asfálticas con granulometría 0/20. Espesores más grandes que éstos dificultan la obtención de un perfil longitudinal satisfactorio.

### Capas de rodadura con módulo elevado

Las mezclas con módulo elevado (EME) se clasifican en dos clases: granulometría fina 0/10 o 0/14, utilizada en rodaduras, y 0/20, usada en capa de base. Los criterios de selección de los granulares son los mismos que los de las gravas bituminosas, por lo que se puede emplear un asfalto puro o que contenga polímeros.

**Tabla B.9**  
Características de las clases de las capas de rodadura con módulo elevado

Clase de capa de rodadura con módulo elevado	Contenido de ligante	Módulo de riqueza
Clase 1	4,2%	2,5%
Clase 2	5,6%	3,4%

En cuanto al grado de penetración del asfalto se recomienda un asfalto duro de 5-35, mientras que el porcentaje máximo de vacíos para la clase 1 es de ≤ 10% y de ≤ 6% para la clase 2.

Los espesores de colocación de las capas son:

- Entre 6 y 10 cm para los EME 010.
- Entre 7 y 12 para los EME 014.
- Entre 10 y 15 para los EME 020.

## Materiales tratados con emulsión asfáltica

Las gravas tratadas con emulsión asfáltica se elaboran a partir de una emulsión catiónica de rotura lenta con un asfalto de dureza 35-50, 60-70 u 85-100. Las gravas asfálticas tienen una granulometría continua de tallas 10 mm, 14 mm o 20 mm.

**Tabla B.10**  
Características de los tipos de materiales tratados con emulsión asfáltica

Tipo de materiales tratados con emulsión asfáltica	Porcentaje de vacíos	Contenido de ligante
Tipo 1	≤15	4,2%
Tipo 2	≤15	3,2%
Tipo 3	≤13	2,8%

## Materiales de concreto

**Tabla B.11**  
Clase de resistencias de los concretos según norma NFP 18-408

Clase de resistencia	Resistencia a la compresión diametral [MPa]
5	3,3
4	3,0
3	2,5
2	2,1

## Materiales tratados con ligantes hidráulicos

Los desempeños mecánicos considerados para la clasificación de los materiales tratados con ligantes hidráulicos son los valores obtenidos a 360 días:

- Resistencia en tracción directa Rt 360.
- Módulo secante E 360 a 30% de la carga de ruptura.

Las gravas tratadas tienen una granulometría continua de dimensión máxima de 20 o 14 mm. La composición granulométrica debe conducir a una compactación del OPM igual o superior a 0,8. Las dosificaciones de cementante se presentan a continuación:

**Tabla B.12**  
 Dosificaciones promedio de cementante y contenidos de agua para gravas tratadas y concretos de carreteras

	Naturaleza del ligante	Dosificación promedio de cementante	Intervalo de contenido de agua
<b>Gravas tratadas</b>	Cemento	3 a 4%	$w_{OPM} - 1$ a $w_{OPM}$
	Ligante especial	3 a 5 %	$w_{OPM} - 1$ a $w_{OPM}$
	Escoria premolida + activante	8 a 15%	$w_{OPM} - 2$ a $w_{OPM}$
	Escoria granulada+ activante	8 a 20%	$w_{OPM} - 2$ a $w_{OPM}$
	Puzolanas + cal	15 a 25%	$w_{OPM} - 1.5$ a $w_{OPM} + 1,5$
	Cenizas volantes silicoaluminosas + cal (mezcla 80% CV, 20% cal apagada o 86% CV, 14% cal viva)	10 a 15%	$w_{OPM} - 1$ a $w_{OPM} + 2$
	Cenizas hidráulicas	3,5 a 4%	$w_{OPM} - 1$ a $w_{OPM}$
<b>Concretos compactados para carreteras</b>	Cemento y ligantes especiales	5 a 12%	
	Escorias activadas	10 a 20%	4 a 7%
	Cenizas volantes silicoaluminosas + cal	13 a 20%	

**Valores del módulo de Young de capas de gravas no tratadas**

**Tabla B.13**  
 Módulo de Young para gravas no tratadas

<b>Pavimento de tránsito bajo <math>T_1</math> a <math>T_3</math></b>									
Capa de base	Categoría 1 $\times E_{GNT} = 600$ MPa Categoría 2 $\times E_{GNT} = 400$ MPa Categoría 3 $\times E_{GNT} = 200$ MPa								
Capa de subbase (grava no tratada dividida en subcapas de 0,25 m de espesor)	$E_{GNT} [1] = k \times E_{\text{Plataforma de Soporte}}$ $E_{GNT} [\text{subcapas } i] = k \times E_{GNT} [\text{subcapa } (1-i)]$ k depende de la categoría de la grava no tratada <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>Categoría</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>3</td> <td>2,5</td> <td>2</td> </tr> </table> $E_{GNT}$ está limitada por el valor indicado en la capa de base	Categoría	1	2	3	k	3	2,5	2
Categoría	1	2	3						
k	3	2,5	2						
<b>Pavimento de tránsito alto <math>T_4</math> a <math>T_5</math></b>									
Capa de subbase (grava no tratada dividida en subcapas de 0,25 m de espesor)	$E_{GNT} [1] = 3 \times E_{\text{Plataforma de Soporte}}$ $E_{GNT} [\text{subcapas } i] = 3 \times E_{GNT} [\text{subcapa } (1-i)]$ $E_{GNT}$ limitada por 360 MPa								
Estructura inversa	$E_{GNT} = 480$ MPa								

Los diferentes valores del módulo según el tipo de la estructura tienen en cuenta el carácter no lineal de las GNT (módulo más elevado en capa de base que en la de subbase)

**TRÁNSITO****Determinación del Coeficiente de Agresividad Media (CAM)****Tabla B.14**

Clasificación del tránsito a partir del número acumulado de vehículos pesados

Clasificación del tránsito	Número acumulado de vehículos pesados
T <sub>1</sub>	Menor de 500.000
T <sub>2</sub>	Entre 500.000 y 1.500.000
T <sub>3</sub>	Entre 1.500.000 y 4.000.000
T <sub>4</sub>	Entre 4.000.000 y 10.000.000
T <sub>5</sub>	Entre 10.000.000 y 20.000.000

**Tabla B.15**

Determinación del coeficiente de agresividad media para todos los materiales y tránsito bajo

Tipo de tránsito	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
Coeficiente de Agresividad Media (CAM)	0,4	0,5	0,7	0,8

**Tabla B.16**

Determinación del Coeficiente de Agresividad Media para tránsitos mediano y alto

Estructura	Coeficiente de Agresividad Media (CAM)	
Asfáltico	h < 20 cm	0,8
	h ≥ 20 cm	1,0
Semirrígido		1,3
Concreto		1,3
Suelo, grava no tratada o GRH	1,0	
Mixta	Material asfáltico	0,8
	Material tratado con ligante hidráulico	1,3
Inversa	Material asfáltico	0,8
	Grava recompuesta humidificada GRH	1,0
	Material tratado con ligante hidráulico	1,3

## DETERMINACIÓN DEL VALOR DEL RIESGO

**Tabla B.17**  
Determinación del riesgo para cada estructura y tránsito

Estructuras	Tránsito			
	T <sub>5</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>2</sub>
En material asfáltico	2%	5%	12%	25%
Con material tratado con ligantes hidráulicos	2,5%	5%	7.5%	12%
<b>Inversa:</b>				
Material asfáltico	2%	5%	12%	25%
Material tratado con ligante hidráulico	5%	10%	15%	24%
<b>Mixta:</b>				
Material asfáltico	2%	5%	12%	25%
Material tratado con ligante hidráulico	3%	10%	20%	35%
<b>Estructuras en:</b>				
Cd Base	2,8%	5%	7.5%	11.5%
Subrasante, salvo BAC y BCg	5,6%	10%	15%	23%
Subrasante con BAC y BCg	50%	50%	50%	50%

## Valores probabilísticos de la ley normal

**Tabla B.18**  
Determinación del valor de  $u$  con respecto al riesgo, basándose en la ley normal

Riesgo (%)	$u$	Riesgo (%)	$u$	Riesgo (%)	$u$
1	-2,326	5,6	-1,590	23	-0,739
1,5	-2,170	7,5	-1,439	24	-0,706
2,0	-2,054	10	-1,282	25	-0,674
2,5	-1,960	11,5	-1,200	30	-0,524
2,8	-1,911	12	-1,175	35	-0,385
3	-1,881	15	-1,036	40	-0,253
5	-1,645	20	-0,842	50	0

## SOLICITACIONES ADMISIBLES

**Tabla B.19**  
Determinación del valor de  $u$  con respecto al riesgo

Tipo de capa	Ecuación
En material asfáltico	$\epsilon_{t,ad} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})}} \times k_c \times k_r \times k_s$
En material tratado con ligante hidráulico y base para pavimentos en concreto	$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_d \times k_r \times k_s$
En concreto (capa de base)	$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_d \times k_r$
Subrasante tratada	$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b$
Suelos, grava no tratada y GRH	$\epsilon_{z,ad} = A \times (NE)^{-0.222}$

Donde:

$\epsilon_{t,ad}$ : deformación en la base admisible

$\epsilon_6$ : deformación a un millón de solicitaciones con 50%, a 10 °C y 25 Hz.

NE: número de ejes equivalentes

E: módulo de elasticidad

$k_c$ : coeficiente de ajuste de calibración

$k_r$ : coeficiente de ajuste del riesgo

$k_s$ : coeficiente de ajuste de la subrasante

$\sigma_{t,ad}$ : esfuerzo de tracción en la base admisible

$\sigma_6$ : esfuerzo de tracción en la base para un millón de repeticiones

$k_d$ : coeficiente de ajuste de las discontinuidades en la capa de base

$\epsilon_{z,ad}$ : deformación vertical admisible

**Tabla B.20**  
Determinación de los valores de los coeficientes

Coeficiente	Fenómeno	Valores
kc	Calibración	Ver tablas B.4, B.5 y B.6.
kd	Discontinuidades (bordes y fisuras) y gradiente térmico (placas y concreto)	1/1,70 para BC 1/i,47 para BAC y BCg 0,80 para GCV 1 para los demás casos
kr	Riesgo y dispersiones	$kr = 10^{-ub\delta}$ donde, u: variable aleatoria (ley normal) $\delta = \sqrt{[SN^2 + (c \cdot Sh/b)^2]}$ SN: desviación estándar c: coeficiente que relaciona la parte aleatoria del espesor, $c = 0.02 \text{ cm}^{-1}$ Sh: dispersión del espesor. Ver tablas B.4, B.5 y B.6 b: Pendiente de la ley de fatiga
ks	Defectos en la capacidad portante del suelo soporte (PF)	1 para PF3 1/1.1 para PF2 1/1.2 para PF1
A	Deformación permanente	Tránsito alto ( $\geq T3$ ) Suelo 12.000 Estructura inversa 14.400 Tránsito bajo ( $< T3$ ) Suelo y GRH 16.000

## ESPEORES MÍNIMOS TECNOLÓGICOS

### Espesor mínimo tecnológico para capas asfálticas

Materiales	Espesor de colocación (cm)
BB semiabierto BBSG	6 a 7 7 a 9
BB delgadas BBM	3 a 4 3,5 a 5
BB clavadas BBC	3 6
BB drenante BBDr	4 3
BB para calzadas flexibles con bajo tránsito BBS	4 a 5 4 a 6 8 10 a 12
BB muy delgadas BBTM	2 a 2,5
BB con módulo elevado BBME	6 a 7 7 a 9
Asfaltos colados	3,5 a 4 2,5 a 3,5 2 a 2,5

### Para pavimento semirrígido

**Tabla B.21**  
Espesor mínimo tecnológico para un pavimento semirrígido

Tipo de tránsito	Espesor
T <sub>1</sub> y T <sub>2</sub>	4 cm
T <sub>3</sub>	6 cm
T <sub>4</sub>	8 cm
< T <sub>4</sub>	10 a 14 cm

### Para capas de rodadura con módulo elevado

Tipo de capa de rodadura	Espesor (cm)
EME 010	6 a 10
EME 014	7 a 12
EME 020	10 a 15

**Para gravas asfálticas**

Tipo de granulometría	Espesor (cm)
0/14	8 a 12
0/20	10 a 15

**Nota:** Espesores más grandes que éstos dificultan la obtención de un perfil longitudinal satisfactorio.

**SUBRASANTE**

PF es la clase de plataforma soporte de calzada que se determina en función de la capacidad portante estimada del suelo a largo tiempo y la incidencia de una capa tratada.

**Tabla B.22**  
Tipos de plataformas soporte

Clase de plataforma	Módulo de elasticidad [MPa]
PF1	20 a 50
PF2	50 a 120
PF3	120 a 200

**Tabla B.23**  
Clasificación de los suelos según los valores de CBR

Tipo subrasante	CBR	Módulo (E) MPa
S1	CBR < 5	25
S2	5 < CBR < 10	50
S3	10 < CBR < 15	75
S4	15 < CBR < 30	150
S5	CBR > 30	300

**Tabla B.24**  
Valor de coeficiente  $k_s$

Módulo	$E < 50$ MPa	$50 \text{ MPa} \leq E < 120$ MPa	$120 \text{ MPa} \leq E$
$k_s$	1/1,2	1/1,1	1

**Nota:** El módulo que se debe considerar es del material de la capa subyacente y no aquel que caracteriza la rigidez de la capa de la subrasante. Con una capa de forma gruesa, el módulo es superior a 120 MPa aun si la capacidad portante de la plataforma del soporte de la calzada es inferior a estos 120 MPa.

# ***BIBLIOGRAFÍA***

---

- Aashto, AGC y Artba, *Guide Specifications Polymer Modified Asphalt*, Washington, D.C., Aashto, 1992, 18 pp.
- Abaques bicouches Alize III*, París, Publication LCPC, 1972.
- Ansell, P. y S.F. Brown, "A cyclic simple shear apparatus for dry granular material", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. I, N° 2, 1978, pp. 82-92.
- Arenas, Hugo León, *Tecnología del cemento asfáltico*, Cali, Fundación para Actividades de Investigación y Desarrollo, 1999, 299 pp.
- Asphalt, Seminar, *Characterization of Asphalt in Paving Materials*, Bucaramanga, 1992, pp. A1-Z2.
- Autret, P., A. De Boissoudy, Marchand, J.P., *Pratique d'Alize III, comment introduire dans le modèle theorique de demensionnement des valeurs expérimentales issues de l'observation du comportement in situ de matériaux et de leurs propriétés mécaniques mesurées en laboraitoire*, *Proceeding*, Vol. I, 5<sup>th</sup>, Delft, 1982, pp. 174-191.
- Autret, P., A. Baucheron de Boissoud y J. P. Marchand, *Pratique d'Alizé III. Comment introduire dans le modèle théorique de dimensionnement des valeurs expérimentales issues de l'observation du comportement in situ des matériaux et de leurs propriétés mécaniques menées en laboratoire. LCPC, 1981 – 5<sup>e</sup> Conférence internationale "Structural Design of asphalt pavements"*, Ann Arbor – Delft, 1982.
- Autret, P., J. Bonnot y A. Baucheron de Boissoudy, *Dimensionnement des couches bitumeuses utilisées en renforcement de chaussée*, 4<sup>e</sup> Conférence Internationale, Ann Arbor, 1977.
- Bahia, H.U. y D.A. Anderson, *The New Proposed Rheological Properties of Asphalt Binders: Why are they Required and how do they Compare to Conventional Properties*, en Hardin, John, *Physical Properties of Asphalt Cement Binders*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 1-27.
- Barkan, D.D., *Méthodes de vibration dans la construction. Traduction de l'ouvrage publié an langue russe par M. Boris Catoire, Ingénieur du corps des Ponts et Chaussées*, París, Dunod, 1963.

- "Contribution l'étude des fondations soumises a des vibrations", par François Barnoud, thèse de docteur de spécialité de la Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble, 1966.
- "Contribution l'étude des propriétés des sols vibrés application au vibrocompactage", thèse de docteur de spécialité Jean Meyer, Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble, 1969.
- Barsoum, R.S., On the use of isoparametric finite elements in linear fracture mechanics, *Int. Journal for Number Methods in Engineering*, Vol. 10, 1976, pp. 25-35.
- Behavior of fresh concrete during vibration reported by ACI Committee 30q, *ACI Journal*, enero-febrero de 1981.
- Bitumes et enrobés bitumineux, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, numéro spécial II, diciembre de 1977.
- Boulet, M. y Ducros, La version APL 25 de l'analyseur de profil en long. B.L., primer semestre de 1984.
- British Standard Institution, *Method for the determination of the fatigue characteristics of bituminous mixtures using indirect tensile fatigue*, Londres, BSI, 1997, 14 pp. il. (DD ABF).
- Brocle, Jens Trampe, *Mechanical vibration and shock measurements*, Brüel et Kjaer, octubre de 1980.
- Brochu, F, G. Cougouil, M. L. Gallenne y J. C. González, "Compte-rendu déssais sur la piste de répardage", *Faer*, 1. 33. 30. 3 - 1. 34. 38. 3, noviembre de 1983.
- Bromn, J.R., "Pecvious bitumen-macadam surfacings laid to reduce splash and stray at stone bridge-warwickshire".
- Cahier des charges de l'Office des Asphaltes, París, 1978.
- Campagnoli, Sandra, *Principios básicos de la tecnología de los cementos asfálticos espumados*, Bogotá, Escuela Colombiana de Ingeniería, 1998.
- Canadian Portland Cement Association, *Thickness Design for Concrete Higway and Street Pavements*.
- Cedex, Curso sobre últimos avances en ingeniería geotecnica, viaria y de presas, Ministerio de Fomento del reino de España, 1999.
- Chaigne, P., E. Leflaive y M. Schaeffner, "Une nouvelle conception des prescriptions de compactage des remblais routiers", *Colloque International sur le compactage*, París, 22-23 y 24 de abril de 1980, pp. 493-499.
- Chan S.K., S. Tuba y W.K. Wilson, *On the finite element method in linear fracture mechanics*, Westinghouse Research Corporation Scientific, Paper 68-107 FMPWR P1, 1968.
- Chappat, M., Service d'études techniques des routes et autoroutes, France: Les listes d'aptitude des compacteurs vibrants CIC, pp. 501-507.

- Chua, Roon y Myung Roo, Comprehensive Characterization of Performance-Related Properties of Asphalt Concrete Mixtures Through Dynamic Testing, en Huber, Gerald y Dale Decker, *Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 213-229.
- CIC Biarez, J. y F. Ropers, Ecole centrale des arts et manufactures, Francia, pp. 19, 24.
- CIC Brown, S.F., Gran Bretaña, University of Nottingham, Ansell P. Sir William Halcrow and Partners, "The influence of repeated shear reversal on the compactation of granular material", Gran Bretaña, pp. 25-27.
- CIC Fujii, H. y Matanabe, T., "The stress in situ while compacting by different types of compaction equipment", Japón, Okayara University, pp. 41, 46.
- Clerin, J., "Compactage sur chemin oedométrique avec et sans vibration de milieux pulvérulents", Remarques sur les essais in situ, Thèse de Docteur-Ingenieur, de l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1973.
- Cooper Research Technology Limited, *HY10 Users Manual*, CRT, 1999.
- Cougouil, G. y M. L. Galleene, "Le finisseur Vögele HPC. Faer, 1. 33. 30. 5.
- Cours de Dynamique des sols de l'ENSM Troisième année.
- Das, Braja M. "Fundamentals of soil dynamics", The University of Texas at El Paso Elsevir, 1984.
- Daslalova, L.B., "Influence de la composition minéralogique et granulométrique des sols sur leur compactage", *Colloque international sur le compactage*, Vol. I, París, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 29-34.
- Davies R.D., "Serve Expperiments ont the compaction of concrete by vibration", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 3, N° 8, Londres, diciembre de 1951, pp. 71-78.
- Davis, Richard, *Engineering Properties of Asphalt Mixtures and their Relationship to Performance*, en Huber, Gerald y Dale Decker, *Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 111-127.
- De Boissoudy, A., Les objectifs d'un manège de fatigue dans le cadre de la recherche routière française colloque international, Essais routiers en vrale grandeur, ETH Zürich, 27-28 de mayo de 1982.
- De Boissoudy A. y R. Kobish, "Comportement mécanique de structures en gravement", *Bull. Liaison Labo*, enero-febrero de 1979.
- Deacon, John, Akhtarhusein Tayebali, Geoffrey Rowe y Carl Monismith, Validation of SHRP A-003A Flexural Beam Fatigue Test, en Huber, Gerald y Dale, Decker, *Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 21-36.

- Degraeve, F. y O. Farzaneh, "Sistema Fase de Albaret", *Potencia*, revista mensual para técnicos y usuarios de maquinaria, Año XXII, Nº 252, agosto de 1985, pp. 55-61.
- Directive pour la réalisation de couches de curface de chaussées en béton bitumineux, Ministère de l'équipement et du logement, septembre de 1969.
- Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves-ciment, Ministère de l'équipement et du logement, marzo de 1969.
- Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves-bitume et sables-bitume et sables - bitume, Setra-LCPC, septembre de 1972.
- Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves-émulsion, Ministère de l'équipement Setra-LCPC, diciembre de 1974.
- Directive pour la réalisation des assises de chaussées en graves-laitier et sable laitier, Ministère de l'Aménagement du territoire, de l'Equipement, du Logement et du Tourisme, Setra-LCPC, octubre de 1973.
- Directive pour la réalisation des chaussées en béton de ciment filinistère des Transports, mayo de 1978.
- Discussion de M. Degreave, CIC, pp. 272-274.
- Doan, T. H., "Influence de la compacité sur le module de rigidité et la résistance à la fatigue des enrobés", *Colloque International sur le compactage*, Vol. II, París 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 385-389.
- Doan, T.H., A. Grignard y P. Uge, "Evaluation sur route de liants et enrobés bitumineux", *Rapport de recherche LCP*, 45, junio de 1975.
- Drawin, H.W., "Phénomènes de vibration et de propagation", tome 1, *Phénomènes de vibration*, Editions Eyrolles, 1975.
- Dynamique des sols*, Alain Pecker Presses, Ponts et Chaussées, 1984.
- Ecopetrol, *Cartilla práctica para el manejo de los asfaltos colombianos*, Instituto Colombiano del Petróleo, 1999.
- Eléments de physique mécanique MGP HPC*, Ecoles d'ingénieurs Masson et Cie Editeurs, 1962.
- Essais Aasho, *Bulletin de liaison des LCP*, Spécial D, mayo de 1966.
- Esta, J.B., Contribution à l'étude rationnelle de la conception des chaussées, thèse de docteur-ingénieur, Grenoble, 1970.
- European Standard, Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt, Bruselas, CEN, 2000, (pREN 12697).
- F.T. Wagner (ed.), Filadelfia, diciembre de 1982, pp. 48-66.
- Farzaneh, O., "Compactage par vibration des matériaux granularies", Etude sur la comportement de l'ensemble sol-rouleau vibrant, Rapport de recherche LPC Nº 120, mayo de 1983.

- Faure, M., J.M. Machet y G. Morel, "Le compactage par vibration des enrobés pour couche de roulement", Eurobitume Symposium, 1981, 5.3, pp. 361-363.
- Finishers, Fiche technique, "Mise en oeuvre des enrobés", 5 de diciembre de 1973.
- Forsssblad, L., "Vibratory soil and rock fill compaction", Estocolmo, 1981.
- Francken, L. "Loi de déformation permanente des bétons asphaltiques" Eurobitume Symposium, 1981, 1.4, pp. 97-100.
- Francken, L., "Influence de la compacité des enrobés bitumineux sur le comportement mécanique", *Colloque International sur le compactage*, pp. 391-398.
- Gallenne, M. L., Essais finisseur, PF 90C. Faer, 1. 33. 30. 4 - 1. 34. 38. 4, 1984.
- Gallenne, M. L., Mise en oeuvre au finisseur, etudes et recherches des laboratoires des ponts et chausees, Aout 2002, ISSN 1160-9761.
- Gascuel, J., "Energie nécessaire pour le serrage des mélanges granulaires", *Mémoire d'ingénieur*, Cust Clermont-Ferrand, junio de 1985.
- Gavalda, Dumesnil Adelee, Etude de l'influence de la vibration au niveau du répandage des matériaux bitumineux, Essais réalisés à l'aide des finisseurs table vibrante lourde, "Café Ermont 867 A" et "Blaid-Knox PF 90 DV", et du vibreur lourd, LCPC.
- Goodrich, Joseph, Asphalt and Polymer Modified Asphalt Properties Related to the Performance of Asphalt Concrete Mixes.
- Gothie, M. y G. Gratia, Mesure en Continu de l'Adhérence pneumatique — chaussée. Appareil Scrim— B.L. des LCP, N° 103, septiembere-octubre de 1979.
- Gourdon, J.L., P. Peres y J.C. Valeux, "La mise en oeuvre au finisseur: fonctionnement et contrôle", *Matériels de travaux publics*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, junio de 1982, pp. 155-162.
- Gourdon, J.L., P. Peres, Y. Ganga, G. Cougouil, J.C. Valeux, M.L. Gallenne, J.L. Delorme y M. Desmas, "Journée du 16 novembre 1984", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, noviembre de 1984.
- Gourdon, J.L., "Table expérimentale Finisseur", Bouguenais, LCPC, 6 de abril de 1985.
- Guellec P, Rosalie, Système de calcul des massifs et des structures, Rapp. Departemet de géotechnique, LCPC, 1976.
- Guillemin, R., "Interprétation des vibrations de surface syr les structures routières", *Rapport de recherche LPC*, N° 9, septiembere de 1970.
- Hanyin, M., "Serrage par vibration des graves traitées au ciment", Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur, Université de Clermont II, junio de 1984.

- Hata, S. y K. Tateyama, "Quality control in soil compaction by behaviours of excite", 8<sup>th</sup> International Conference, Vol. II, 6-10 de agosto de 1984 Cambridge, Inglaterra, pp. 691-706.
- Heck, J., "Modelisation des deformations reversibles et permanents des enrobes bitumineux - application a l'ornierage des chaussées", Thèse de Doctorat, Ecole Doctorale, Université de Nantes, 2001.
- Huang, Shin-Che, Mang Tia y Byron Ruth, Evaluation of Aging Characteristics of Modified Asphalt Mixtures, en Huber, Gerald y Dale Decker, *Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 128-145.
- Instituto Colombiano de Productores de Cemento, *Pavimentos de Concreto, Manual de Diseño*.
- Instituto Nacional de Vías, Curso sobre la actualización de la normativa técnica y las especificaciones generales de construcción del Instituto Nacional de Vías, Bogotá, D.C., 2002.
- Instituto Nacional de Vías, *Normas de ensayo de materiales para carreteras*, Bogotá, Instituto Nacional de Vías, 1996.
- Joint sub-committee on vibrated concrete: Investigation on the Vibration of Concrete. Interim report N° 1, Preliminary tests journ inst civ eng, marzo de 1937.
- Kennedy, T.W., F.L. Roberts y R.B. Mc Gennis, "Effects of compaction temperature and effort on the engineering properties of asphalt concrete mixtures", *Placement and compactation of asphalt mixtures*.
- Khay, M., "Compactabilité des matériaux, méthodologie d'étude de classification à partir des essais en vraie grandeur", *Colloque International sur le compactage*, Vol. I, París, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 51-56.
- Kraemer, C., "Camino y aeropuertos", Madrid, 1998.
- Khay, M., "Etude des propriétés avant prise des assises traitées", Compactabilité des matériaux, Faer, 1.34.19.8/9/0, marzo de 1981.
- L'Hermite R., Tournon 6, "La vibration du béton frais", Ann d l'inst, techn du bâtm et trav publ, febrero de 1948.
- L'Hermitte, S., "Modèle de plastification d'un matériau granulaire sous l'effet de l'avancement d'un cylindre rigide", Compactage, Ruán, Centre d'Expérimentation Routière, Faer, 1. 15. 05. 4 et 1. 34. 39. 4, Rapport de stage, octubre de 1984.
- Laitiers de hauts fourneaux, Centre technique et de promotion des laitiers de hauts fourneaux, número 61 - 1/1986, 39 année.
- Lalanne, Berthier y Berhagopian, *Mécanique des vibrations*, 2ème edition, Ed. Masson, 1986.
- LCPC, *Abaques bicouche Alizé III*, 1975.

- L.CPC, Pavements, Suplement au N° 92, ISSN 0458-5860, 1977.
- L.CPC, Appareils à grand rendement d'auscultation des chaussées = Modernisation des Matériels (Boulet et Siffert, BL 128).
- L.CPC, Essai Oede en vraie grandeur ses superstructures routières, 1991.
- L.CPC, Eau dans les chaussées et plateformes routières, ISSN 0458-5860, 1992.
- L.CPC, Bitumes et enrobés bitumineux, ISSN 0458-5860, 1992.
- L.CPC, Gestion de l'entretien de la route, Especial XVII, ISSN 0458-5860, 1994.
- L.CPC, Matériels, Especial XVIII, SIN 0458-5860, 1995.
- L.CPC, Relevé des dégradations de surface des chaussées, méthode d'essai N°38-2, SIN 1167-489X, 1997.
- L.CPC, Etudes routières Déformabilité de surface des chaussées Exécution et Exploitation des Mesures N°39, SIN 1167-489X, 1997.
- L.CPC, Catalogue des dégradations de surface des chaussées, méthode d'essai N°52, SIN 1167-489X, 1998.
- L.CPC, Réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I et II, 2000.
- L.CPC, Aide à la gestion de l'entretien des réseaux routiers, ISSN 1167-489X, octobre de 2000.
- L.CPC, Mesure et interprétation du profil en travers, méthode d'essai N°49, SIN 1167-489X, septembre de 2001.
- L.CPC, Catalogue des Matériels, 2003.
- L.CPC, Communication des LPC au Symposium International sur la portance des routes et des chaussées d'aérodrômes, Trondheim, junio de 1982.
- La situation actuelle dans le domaine de l'auscultation des chaussées en France (M. Boulet).
  - Utilisation des mesures d'auscultation pour l'étude des renforcements des chaussées françaises (M. Boulet).
  - Traitement automatique des résultats de mesure en continu - application aux mesures de déflexion (M. Du Mesniladelee et J. Peybernard).
- L.CPC, Finisseur français; construction et expérimentation d'une table à paramètres variables permettant de définir les caractéristiques des tables proposées dans une gamme de finisseur français.
- L.CPC, Mesure de l'uni des chaussées.
- L.CPC, Recommandations pour le dimensionnement de chaussées d'autoroutes et des chaussées à trafic lourd. *Bulletin de liaison des LPC*. Supplément au numero spécial B, junio de 1964.
- Le Coz, D. y J.L. Paute, "Répandage et compactage des graves-ciment", *Constatations réalisées sur les chantiers du plan routier breton*, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, marzo de 1979, pp. 116-125.

- Leahy, Rita, Carl Monismith y James Lundy, Performance-Based Properties of Asphalt Concrete Mixes, en Huber, Gerald y Dale Decker, *Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 37-53.
- Leflaive, M. y M. Schaeffner, "L'importance de l'épaisseur des couches dans le compactage des remblais", *Colloque international sur le compactage*, Vol. I, París, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 267-270.
- Liautaud, G. y B. Bamba, Le curviamètre CEBTP, Un appareil fidèle d'auscultation des chaussées, *Revue Générale des Routes et Aéroports*, N° 602, noviembre de 1983.
- Linder, R., Application de l'essai de traction directe aux enrobés bitumineux, *Bull liaison Labo P. et Ch. Spécial V*, diciembre de 1977, pp. 255-274.
- Lizarazo, Claudia M. y Joubert Cabrera, *Comparación de mezclas bituminosas utilizando asfaltos modificados y convencionales*, Bogotá, Pontificia Universidad Javeriana, 2001.
- LPC, Journées de Mécaniques des Chaussées de Toulouse, septiembre de 1980.
  - Utilisation des modèles mathématiques (Marchand, Boulet, Dauzats, Dumesnil, Adelee, Goacoulou, Kobisch).
  - Dimensionnement des couches de roulement (Stefani, Marchand, Bordes, Barbe, Deleurence, De Boissoudy).
  - Les chaussées en grave non traitée, les chaussées à faible (De Boissoudy, Faure, Kobish, Poilane).
- Machet, J.M., "Interprétation de l'efficacité des compacteurs vibrants", Rapport de recherche LPC N° 59, septiembre de 1976.
- Machet, J.M., "Compactage par vibration des enrobés bitumineux", *Colloque International sur le compactage*, París 22-23 y 24 de abril de 1980, pp. 431-435.
- Machet, J.M., "Le compactage par vibration", ENPC. Session compactage, septiembre de 1983.
- Machet, J.M., "Essai de calcul du compactage. Méthodes et matériels de compactage", *Faer*, 1. 34. 34. 2, noviembre de 1983.
- Machet, J. M. y J.C. Valeux, "Le compactage des couches de roulement évolue", *Matériels de travaux publics*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, junio de 1982, pp. 199-206.
- Machet, J. M., G. Morel y M. Schaeffner, "La recherche sur le compactage dans les LPC dans la dernière décennie", *Matériels de travaux publics*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, junio de 1982, pp. 185-198.
- Maneswan, Documentation privée.
- Ministère de l'équipement, "Recommandation pour les terrassements routiers", *Compactage des remblais et des couches de forme*, Setra, LCPC, enero de 1976.

- Ministere des Transports, "Réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques", Setra-LCPC, junio de 1983.
- Montejo, Alfonso, *Ingeniería de pavimentos para carreteras*, Bogotá, D.C., Universidad Católica de Colombia, 1998.
- Morel, G. y R. Dumolin, "Débit d'un compacteur, débit d'un atelier", *Colloque International sur le compactage*, Paris, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 425-430.
- Moutier, E., "Prévision de la compactibilité des enrobés bitumineux à l'aide de la presse à cisaillement giratoire", *Colloque International sur le compactage*, Paris, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 445-450.
- Nguyen, D.C., "Influence du compactage sur les propriétés mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques utilisés en assises de chaussées", *Colloque International sur le compactage*, Vol. I, Paris, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 175-179.
- Normas de Ensayo, *Annual Book of ASTM Standard*, 1996.
- Nottingham Asphalt Tester Course Notes, 35 pp.
- Noureldin, A.S., Long Term Performance of Asphalt Cement Binders: A Dual View, en Hardin, John, *Physical Properties of Asphalt Cement Binders*, Filadelfia, ASTM, 1995, pp. 154-174.
- Odermark, N., Undersokning au elasticitetse genskaperna hos olika jordarter Saint teori for breakning au belagningar enligt elasticitets teorier, statens vaginstitut, Meddelande, 77, 1949.
- Paramythioti, M., "Consideraciones teóricas sobre la compactación por vibración. Aplicación a los diferentes tipos de máquinas", revista *Potencia*, 30 de abril de 1983.
- Paute Martinez, J.L., "Structural finite element design of unbound material pavements from cyclic loading triaxial test", 5<sup>th</sup> International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Delft, Août, Michigan, Delft Univ. Technology, 1982.
- Perrocheau, "Rhéologie et serrage des mélanges granulaires", mémoires d'ingénieur Cust Clermont-Ferrand, junio de 1986.
- Pironow, "Techniques de l'ingénieur", Vol. C, 1100 Isolation du bruit, 1978.
- Pradier, A., "Evolution des matériels de fabrication et de mise en oeuvre des enrobés, incidence sur les économies d'énergie et l'environnement", Eurobitume Symposium, 1981, 5-6, pp. 373-376.
- Prandi, E., Le Défectographe Lacroix LPC, B.L. des LCP, Numéro Spécial K, diciembre de 1968.
- Quibel, A., M. Froumentin y G. Morel, Le vibrex "Influence des paramètres d'un rouleau vibrant sur l'efficacité du compactage", *Rapport de recherche LPC*, N° 101, septembre de 1976.

- Ray, M. y Y. Charonnat, "Les machines à coffrage glissant et l'uni des chaussées en béton", *Chaussées en béton, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, septembre de 1978, pp. 181-214.
- Réalisation des assises de chaussées en graves-cendres volantes-chaux et sables-cendres volantes-chaux, Ministère des Transports, direction des routes et de la circulation routière, Setra-LCPC, octobre de 1978.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "These de Doctorat Mise en Oeuvre des Couches de Chaussées Etude de la faisabilité de repandage en Haute compacité des couches épaisses" Nantes, Ecole Nationale Supérieure de Mécanique et LCPC, septembre de 1988.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Dimensionamiento de calzadas de pavimentos con base en métodos racionales y leyes de fatiga", *Memorias de clase*, Bogotá, Universidad de los Andes, julio de 1996.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Compactación de capas de pavimentos por vibración, modelación matemática", XI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Cartagena, 1997, pp. 434-451.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Compactación en una sola capa para capas de calzada", XI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Cartagena, 1997, pp. 423-434.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Mejoramiento de las propiedades mecánicas de una capa de asfalto con desperdicios plásticos", XI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Cartagena, 1997, pp. 144-163.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Evaluación económica de diseño de pavimentos rígidos y flexibles", XII Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Medellín, 14 al 16 de 1999.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Modelación por elementos finitos de una estructura de pavimentos usando el programa *Abaqus*", XII Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Medellín, 14 al 16 de julio de 1999.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Uso de desperdicio plástico para mejorar las propiedades mecánicas de la estructura del pavimento", XII Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Medellín, 14 al 16 de julio de 1999.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Dimensionamiento de calzadas de pavimentos con base en métodos racionales y leyes de fatiga", *Memorias de clase avanzadas*, Bogotá, Universidad de los Andes, julio de 2000.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Estudio de la densificación de materiales hidráulicos bajo vibración horizontal", Terceras Jornadas de Pavimentos y Mantenimiento Vial, Bogotá, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 3, 4 y 5 de octubre de 2001, pp. 101-112.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Linea de investigación en infraestructura vial Universidad Javeriana", Terceras jornadas de pavimentos y manteni-

- miento vial, Sociedad Colombiana de Ingenieros, p.p. 112-118, Bogota, Octubre 3, 4 y 5 del 2001, pp. 112-118.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Manual de pavimentos que contienen poliestileno", Terceras Jornadas de Pavimentos y Mantenimiento Vial, Bogotá, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 3, 4 y 5 de octubre de 2001, pp. 99-101.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Costos de construcción y mantenimiento de pavimentos", XIII Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Bogotá, 9 al 13 de julio de 2001.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Wasted plastic use in order to improve mechanical properties in pavement structures", Road World Congress, París, 2001.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Dimensionamiento de pavimentos asfálticos, bajo metodología racional", XI Congreso Iberoamericano del asfalto, Lima, 12 al 16 de noviembre de 2001.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Incorporación de caucho reciclado en mezclas asfálticas", *Revista de Corasfaltos*, Bucaramanga, 2001.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Mejoramiento de gravas con cenizas volantes", Terceras Jornadas de Pavimentos y Mantenimiento Vial, Bogotá, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 3, 4 y 5 de octubre de 2001, pp. 118-127.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Mejoramiento de suelos blandos mediante adiciones de ceniza y cal", Terceras Jornadas de Pavimentos y Mantenimiento Vial, Bogotá, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 3, 4 y 5 de octubre de 2001, pp. 209-219.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Estudio de la variación del módulo dinámico y la ley de fatiga en función de la densidad de las mezclas asfálticas", Terceras Jornadas de Pavimentos y Mantenimiento Vial, Bogotá, Sociedad Colombiana de Ingenieros, 3, 4 y 5 de octubre de 2001, pp. 358-368.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Uso de los desperdicios plásticos para mejorar las propiedades mecánicas de la estructura de pavimento", *Revista de Corasfaltos*, Bucaramanga, 2002.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Incorporación del caucho reciclado en mezclas drenantes", *Revista de Corasfaltos*, Bucaramanga, 2002.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Mejoramiento de las mezclas drenantes utilizando como ligante el asfalto caucho", Terceras Jornadas Internacionales del Asfalto, Popayán, 21 al 23 de agosto de 2002.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Caracterización dinámica de asfaltos con o sin polímeros", Terceras Jornadas Internacionales del Asfalto, Popayán, 21 al 23 de agosto de 2002.

- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Comportamiento dinámico de mezclas bituminosas utilizando asfaltos modificados y convencionales", X Congreso Nacional del Asfalto, Lima, 27 al 29 de noviembre de 2002.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Efecto de las fibras plásticas en la flexión de estructuras de pavimentos drenantes", *Revista de Ingeniería de Construcción*, Vol. 17, Chile, septiembre - diciembre de 2002.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Concreto poroso: tecnología e investigación para su uso en pavimentos", *Revista de Noticreto*, N° 65, Bogotá, 2002.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Metodología racional para la estimación de daños en calzadas nuevas y de rehabilitación en pavimentos flexibles", *Revista de Ingeniería de Construcción*, Vol. 18, Chile, enero - abril, 2003.
- Reyes Lizcano, Fredy Alberto, "Improvement of drainable mixtures using as binding the asphalt - rubber", Maintenance and rehabilitation of pavements and technological control, Guimaraes, Portugal, 5 al 11 de julio de 2003.
- Rice, J.R., *Mathematical analysis in the mechanics of fracture. Fracture and advanced treatise*, Vol. II, edited by Liebowitz, Nueva York, Academic Press, 1968.
- Robin, Y., "Asservissement d'un coffrage glissant", Mémoire présenté en vue l'obtention du diplôme d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure de Mécanique, 1984.
- Sanejouand, R., "Contribution à l'étude de de léfficacité des rouleaux vibrants", *Faer*, 1. 03. 05. 0. Une approche énergétique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, enero de 1981.
- Santagata, K. y M. Bassani, Improved use of the repeated load indirect tensile test, en European Symposium (3º; 1999, Leeds), Performance and Durability of Bituminous Materials and Hydraulic Stabilised Composites, 1999, pp. 493-516.
- Santamaría, Marcela P., *Determinación de módulos dinámicos para mezclas con asfalto espumado*, Bogotá, Universidad de los Andes, 1999.
- Séminaire de formation continue, Construction Routière, Techniques, Matériels, Controles. "Le répardage des matériaux", conférence de M. Machet, organisée avec le concours de l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Beyrouth de l'Université Saint-Joseph et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Beyrouth Lundi 1er au Vendredi, febrero de 1982, 14 pp.
- Séminaire de formation continue, Construction Routière, Techniques, Matériels, Controles, "Description des engins de compactage (vibrants, pneus à plaques)", conférence de M. Martineau, organisée avec le concours de l'Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Beyrouth de l'Université Saint-Joseph et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Beyrouth Lundi 1er au Vendredi, febrero de 1982, 28 pp.
- Séminaire de formation continue, Construction Routière, Techniques, Matériels, Controles, "Les matériels de mise en place des matériaux

- traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques, aux liants hydrocarbonés ou des graves non traitées", conférence de M. Martineau, organisée avec le concours de l'École Supérieure d'Ingénieurs de Beyrouth de l'Université Saint-Joseph et l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Beyrouth Lundi 1er au Vendredi, febrero de 1982, 101 pp.
- Séminaire de formation continue, Construction Routière, Techniques, Matériels, Contrôles, "Le répannage des matériaux", conférence de M. Gourdon, organisée avec le concours de l'École Supérieure d'Ingénieurs de Beyrouth de l'Université Saint-Joseph et l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Beyrouth Lundi 1er au Vendredi, febrero de 1982, 26 pp.
- Setra, LCPC, Conception et Dimensionnement des structures de chaussée, 1994.
- Shell International Company Limited, *Addendum to the Shell pavement design manual*, Londres, 1985.
- Shell International Company Limited. *Shell pavement design manual*, Londres, 1978.
- Shell, Méthode Shell de dimensionnement des chaussées souples (1977).
- Shelley, T. R., "The properties of hot asphalt and other materials relevant to road paving", *Highway and Public Works*, N° 86.93.99, marzo de 1980.
- Simon, A., "Comparaison de l'efficacité de trois procédés de compactage en grande épaisseur sur un remblai hydraulique", *Colloque International sur le compactage*, Vol. I, Paris, 22, 23 y 24 de abril de 1980, pp. 363-368.
- Specifications for rolled asphalt (hot process) for roads and other paved areas, B.S., 594, diciembre de 1973, TRRL.
- Stefani, C., Elements de mécanique de la rupture, Formation continue de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Méthodes d'étude et laboratoire des matériaux de chaussées, enero de 1982.
- Such, Christian, Asfaltos modificados. Taller de transferencia de tecnología, Bogotá, Pontificia Universidad Javeriana, 1995.
- Swedish Cement and Concrete Research Institute at the Royal Institute of Technology, Sven Bergström Et Sven Linderholm, "La vibration du béton. Recherches expérimentales", Estocolmo.
- Tai-Sung, Yoo, "A theory for vibratory compaction of soil", Ph. D. Dissertation, Nueva York, State University of New York at Buffalo, 1975.
- Taylor, R.W., "The Compaction of Concrete by Internal Vibrators and Investigation of the Effects of Frequency and Amplitude. Publication N° 42511", Londres, Cement and Concrete Association, 1976.
- Tessonneau, D. y S. Lelardeaux, "Utilisation de l'analyseur de profil en long (APL) Pour le contrôle, la mise en oeuvre et la surveillance des autoroutes Rhône-Alpes", *Bulletin de liaison laboratoire des Ponts et Chaussées*, N° 88, marzo-abril de 1977.

- Tourenq, C. y A. Denis, "Les essais de granulats", *Rapport de recherche LPC*, N° 114.
- Ullah, M. (Dames and Moore, USA) Seling et (University of Massachusetts, USA), Test of a vibratory plate compactor, CIC, pp. 689-694.
- University of Nottingham, Residential Course on Bituminous Pavements: Materials, Design and Evaluation, Nottingham, 1996, pp. A1-M11.
- Traitement des sols a la chaux et/ou aux liants hydrauliques, Guide technique, LCPC, Janvier 2000.
- Valeux, J.C., "Finisseur Blaw knox type BK 106", *Répanchage et précompactage*, Cete Rouen, diciembre de 1980.
- Valeux, J. C., "Etude du précompactage à l'aide de finisseurs", *Compte rendu d'essais Faer*, 1.33.30.1 (2ème tranche). Ruán, Centre d'Expérimentation Routière, noviembre de 1982.
- Valeux, J. C., "Etude des caractéristiques de précompactage et répanchage d'un finisseur à extensions hydrauliques", *Faer*, 1. 33. 30. 2, Ruán, Centre d'Expérimentation Routière, enero de 1984.
- Valeux, J.C. y R. Dumoulin, "Compactage des enrobes d'entretien en couche mince", *Compte rendu d'essais Faer*, 1. 33. 30. 5.
- Valeux, J.C. y R. Franceschina, "Etude du précompactage des finisseurs: dameur expérimental", *Compte rendu d'essais Faer*, 1.33.30.8, Centre d'Expérimentations Routière, diciembre de 1979.
- Valeux, J. C. y R. Franceschina, "Etude du précompactage des finisseurs", *Dameur expérimental. Compte-rendu d'essais Faer*, 1. 33. 30. 0 - 1. 34.07. 0. Cete Rouen, enero de 1981.
- Valeux, J. C., R. Franceschina, G. Morel y J. M. Machet, "Compactage des couches de roulement en bétons bitumineux", *Compte-rendu d'essais Faer*, 33. 30. 8. 9. 0, Ruán, Centre d'Expérimentation Routière, febrero de 1981.
- Vibration in civil engineering proceedings of a symposium organised by the British National Section of the International Society for Earthquake Engineering, Londres, abril de 1965.
- Westergaard, H.M., *Stress concentrations in plates loaded over small areas, transactions*, Vol. 108, Asce, 1943, pp. 831-856.

# ***ÍNDICES***

---

## ÍNDICE DE TABLAS

### PRIMERA PARTE

Tabla 1.1	Clasificación de los suelos según los valores de CBR	26
Tabla 1.2	Clasificación del Tránsito Promedio Diario (TPD)	28
Tabla 1.3	Clasificación del tránsito a partir del número acumulado de vehículos pesados	29
Tabla 1.4	Clasificación del tránsito a partir de los ejes equivalentes	30
Tabla 1.5	Recomendaciones para sustituir un material de la plataforma	32
Tabla 1.6	Deflexiones máximas admisibles con viga Benkelman (1/100 mm)	32
Tabla 1.7	Características de las arcillas con gravas lateríticas	34
Tabla 1.8	Tolerancia de porcentaje de finos y del índice de plasticidad en función del tránsito	34
Tabla 1.9	Granulometría de una grava natural O/D	36
Tabla 1.10	Valores mínimos que se deben obtener en un suelo - cemento	38
Tabla 1.11	Granulometría de las escorias volcánicas	39
Tabla 1.12	Valores admisibles de la resistencia a la fragmentación para tránsito bajo. Tránsitos $T_1$ - $T_2$ , admitiendo el eje simple de 80 a 100 kN	40
Tabla 1.13	Valores admisibles de la resistencia a la fragmentación para tránsito alto Tránsitos $T_3$ - $T_5$ , admitiendo el eje de 130 kN	41
Tabla 1.14	Granulometría de la grava natural laterítica	41
Tabla 1.15	Granulometría de un triturado O/D ( $D < 40$ mm)	44
Tabla 1.16	Características de la arena asfáltica según el tránsito	47
Tabla 1.17	Granulometría de una grava asfalto	47
Tabla 1.18	Fórmulas semiabiertas y abiertas	48
Tabla 1.19	Curva granulométrica de una grava cemento	49
Tabla 1.20	Características de la dureza según el tránsito	51
Tabla 1.21	Determinación de la dosificación para tratamientos superficiales. Cálculo de factores de corrección (adicionar con su signo)	52
Tabla 1.22	Tipo de tratamientos para monocapas	53
Tabla 1.23	Tipo de tratamientos para bicapas	54
Tabla 1.24	Granulometría de una capa de rodadura en arena asfalto	54
Tabla 1.25	Granulometría de una mezcla densa	55
Tabla 1.26	Características de la mezcla densa	55
Tabla 1.27	Características de la mezcla densa	56
Tabla 1.28	Porcentajes de diversas fracciones que constituyen la mezcla	57
Tabla 1.29	Calidad que debe tener la mezcla determinada a partir del ensayo Marshall a 50 golpes	57

Tabla 1.30	Calidad que debe tener la mezcla determinada a partir del ensayo Duriez (ocho días a 18 °C 1 mm/s)	57
Tabla 1.31	Especificación de asfaltos puros	78
Tabla 1.32	Tipo de cemento asfáltico por emplear según el tráfico	79
Tabla 1.33	Especificaciones para asfaltos modificados con polímeros SBS	100
Tabla 1.34	Requerimientos para asfaltos según el grado de penetración	103
Tabla 1.35	Requerimientos para cementos asfálticos según el grado de viscosidad a 60 °C	105
Tabla 1.36	Requerimientos para cementos asfálticos según el grado de viscosidad a 60 °C	105
Tabla 1.37	Requerimientos para cementos asfálticos según el grado de viscosidad a 60 °C	106
Tabla 1.38	Especificaciones Invías que deben cumplir los cementos asfálticos en Colombia	109
Tabla 1.39	Comparación entre los agentes estabilizantes	118
Tabla 1.40	Aplicaciones de las emulsiones asfálticas modificadas con polímeros	118
Tabla 1.41	Especificaciones para emulsiones asfálticas modificadas con polímeros	120
Tabla 1.42	Clases de asfalto, según el material de mezcla	121
Tabla 1.43	Categorías y clases de ligantes para tratamientos superficiales	121
Tabla 1.44	Naturaleza de ensayos que se deben efectuar sobre ligantes asfálticos	122
Tabla 2.1	Valores de la frecuencia y del período dependiendo de la velocidad del vehículo y del tipo de revestimiento	144
Tabla 2.2	Valores del módulo dependiendo de la frecuencia para una grava bitumen tipo III a 15 °C	144
Tabla 2.3	Valores del módulo y $\epsilon_p$ dependiendo de la estructura	147
Tabla 3.1	Módulos de rigidez y de resistencia a la tracción para materiales no degradados	186
Tabla 3.2	Selección de la fórmula para calcular deformaciones según la calzada y la carga	189
Tabla 3.3	Selección de la fórmula para calcular esfuerzos según la calzada y la carga	190
Tabla 4.1	Valores de espesores calculados por medio de metodología racional a partir de los valores de $E_2/E_3$ y del valor de $E_3$	201
Tabla 4.2	Valores de $\delta_z \times 10^{-6}$ a partir de los espesores.	202
Tabla 4.3	Valores de $k$ de la ley normal según el riesgo	204
Tabla 5.1	Rangos de la especificación granulométrica para mezclas asfálticas en caliente	210
Tabla 5.2	Propiedades mínimas requeridas de las mezclas asfálticas para capas de rodadura o base negra	212
Tabla 5.3	Especificaciones relativas al ensayo de tracción	213
Tabla 5.4	Propiedades mínimas requeridas para carpetas de mantenimiento	214
Tabla 5.5	Propiedades mínimas requeridas para carpetas asfálticas de mantenimiento	215
Tabla 5.6	Parámetros requeridos del ensayo de tracción para carpetas asfálticas de mantenimiento	215
Tabla 5.7	Especificaciones para finos de adición	216
Tabla 5.8	Características exigidas a las centrales asfálticas de categoría C	219

Tabla 5.9	Características exigidas a las centrales asfálticas de categoría D o E.	220
Tabla 5.10	Centrales provisionales emisión de polvo	223
Tabla 5.11	Centrales fijas emisión de polvo admisible	223
Tabla 5.12	Temperaturas de introducción del material asfáltico en el mezclador	224
Tabla 5.13	Temperaturas de mezcla para las centrales C, D y F	224
Tabla 5.14	Coefficientes de variación para el control del caudal	225
Tabla 5.15	Método de control del caudal por extracción	226
Tabla 5.16	Evaluación global del caudal en la planta	226
Tabla 5.17	Rangos de temperaturas admisibles a la salida del <i>finisher</i>	227
Tabla 5.18	Tolerancias admisibles para terminado con respecto a obras independientes a la calzada	229
Tabla 5.19	Tolerancias admisibles para terminado de obras anexas y ligadas a la calzada	229
Tabla 5.20	Tolerancias admisibles en las flechas	230
Tabla 5.21	Clasificación de la rugosidad de las carpetas de rodadura	233

## SEGUNDA PARTE

Tabla 1.1	Dosificación en agua de los concretos compactados y pervibrados	244
Tabla 2.1	Valor de relación de esfuerzos para una carga en el borde de la placa, para una carga en el centro, para diferentes espesores de placa y diferentes módulos del suelo	265
Tabla 3.1	Consumo de materiales por metro cuadrado de calzada	282
Tabla 3.2	Rangos de resistencia sobre el mortero normalizado de las diferentes clases de cemento	284
Tabla 3.3	Características de hidratación del cemento en función de las condiciones de obra	285
Tabla 3.4	Protocolo de acuerdo entre el productor de cemento y el contratista	285
Tabla 3.5	Características de la arena	289
Tabla 3.6	Característica de las gravillas y gravas	290
Tabla 3.7	Límite de las características de gravillas para una superficie en relieve	290
Tabla 3.8	Clases de resistencias para los concretos de rodadura	297
Tabla 3.9	Resistencias de los otros concretos	297
Tabla 3.10	Otras características	297
Tabla 3.11	Ensayos por realizar en la prueba del estudio	298

## TERCERA PARTE

Tabla 1.1	Ecuaciones de la deformación vertical admisible según el tránsito	355
Tabla 1.2	Valores del módulo de Young de capas de gravas no tratadas para el dimensionamiento	356
Tabla 1.3	Dispersión sobre los espesores de los materiales hidrocarbonados	359
Tabla 1.4	Valores de CAM según el tráfico	362
Tabla 1.5	Valor de coeficiente $k_c$	365
Tabla 1.6	Valor de coeficiente $k_s$	365

Tabla 1.7	Deformación en la superficie del suelo soporte	367
Tabla 1.8	Características mecánicas de los materiales bituminosos	368
Tabla 1.9	Recapitulación de valores admisibles	370
Tabla 1.10	Deformaciones en la estructura de la calzada bituminosa (cálculo de predimensionamiento)	370
Tabla 1.11	Deformación en la nueva estructura de la calzada bituminosa (cálculos de verificación)	371
Tabla 1.12	Valor del coeficiente $k_c$	375
Tabla 1.13	Características mecánicas de los materiales (anexo B, capítulo 1)	376
Tabla 1.14	Recapitulación de valores admisibles	378
Tabla 1.15	Cálculo de esfuerzos en una estructura de grava cemento	379
Tabla 1.16	Características de los materiales	380
Tabla 1.17	Recapitulación de valores admisibles	382
Tabla 1.18	Cálculo de las solicitaciones en la estructura gravas-cenizas volantes-cal	382
Tabla 1.19	Valores de riesgo según el tráfico	385
Tabla 1.20	Características de los materiales bituminosos	386
Tabla 1.21	Características de la grava escoria	387
Tabla 1.22	Verificación del dimensionamiento de la estructura 8 BB/1.5 GN/23 GL	389
Tabla 1.23	Características de los materiales bituminosos	395
Tabla 1.24	Características de la grava escoria activada	395
Tabla 1.25	Dispersión de los espesores	396
Tabla 1.26	Datos de corrección	396
Tabla 1.27	Valores calculados en la estructura inversa	399
Tabla 1.28	Características de los materiales bituminosos	400
Tabla 1.29	Espesor en cm de las placas en concreto sobre capa drenante	403
Tabla 1.30	Coeficiente $k_d$ para las calzadas en concreto	405
Tabla 1.31	Características de los pasadores	407
Tabla 1.32	Características de los materiales	408
Tabla 1.33	Esfuerzos en el concreto	410
Tabla 1.34	Valores de los parámetros para el cálculo de la agresividad de un eje (para estructuras nuevas)	412
Tabla 1.35	Cálculo de la agresividad de tráfico	414
Tabla 1.36	Coeficiente de agresividad según el tráfico y tipo de calzada	415
Tabla 1.37	Valores de los riesgos, dependiendo del tránsito y de la estructura	415
Tabla 3.1	Valores de $V_c$ conociendo $d$	458
Tabla 3.2	Valores de $V_c$ conociendo $d$	459
Tabla 3.3	Valores de $V$ conociendo $H$	460
Tabla 4.1	Valores de la desviación estándar de la ley de fatiga con respecto al material	472
Tabla 4.2	Valores de la desviación estándar de los espesores de los materiales	473
Tabla 4.3	Valores de $t$ de la ley normal según el riesgo	473
Tabla 4.4	Valores de la deformación de tensión según el espesor	476
Tabla 4.5	Valores de los módulos de Young	477
Tabla 4.6	Valores de la deformación vertical según los espesores	478
Tabla 4.7	Valores de los coeficientes y de la gravedad de las degradaciones	484

Tabla 4.8	Determinación del índice de daño para el año 6 hipotético	488
Tabla 4.9	Mediciones anuales del índice de estado por año	488
Tabla 4.10	Tráfico pesado. Evolución en función del tiempo	489
Tabla 4.11	Resultados de esfuerzos y deformaciones	490
Tabla 4.12	Datos iniciales	491
Tabla 4.13	Esquematzación geométrica y mecánica de la sección	492
Tabla 4.14	Determinación del riesgo probabilístico para la grava bituminosa.	492
Tabla 4.15	Resultados de esfuerzos y deformaciones	493
Tabla 4.16	Datos encontrados en el apique 1 de la estructura de pavimento de la carrera 7ª	496
Tabla 4.17	Datos encontrados en el apique 7 de la estructura de pavimento de la carrera 7ª	497
Tabla 4.18	Valores de la deflexión vertical a partir de los espesores	498
Tabla 4.19	Valores de la deflexión vertical a partir de los espesores	501
Tabla 4.20	Características de la estructura 1	502
Tabla 4.21	Características de la estructura 2	502
Tabla 4.22	Características de la estructura 3	502
Tabla B.1	Características de los concretos	541
Tabla B.2	Características de los materiales bituminosos	542
Tabla B.3	Características de los materiales tratados con ligantes hidráulicos	542
Tabla B.4	Características de los concretos en fatiga	542
Tabla B.5	Características de los materiales bituminosos en fatiga	543
Tabla B.6	Características de los materiales tratados con ligantes hidráulicos	543
Tabla B.7	Diversas capas de rodadura en caliente	544
Tabla B.8	Características de las clases de gravas asfálticas	545
Tabla B.9	Características de las clases de las capas de rodadura con módulo elevado	545
Tabla B.10	Características de los tipos de materiales tratados con emulsión asfáltica	546
Tabla B.11	Clase de resistencias de los concretos según norma NFP 18-408	546
Tabla B.12	Dosificaciones promedio de cementante y contenidos de agua para gravas tratadas y concretos de carreteras	547
Tabla B.13	Módulo de Young para gravas no tratadas	547
Tabla B.14	Clasificación del tránsito a partir del número acumulado de vehículos pesados	548
Tabla B.15	Determinación del Coeficiente de Agresividad Media para todos los materiales y tránsito bajo	548
Tabla B.16	Determinación del Coeficiente de Agresividad Media para tránsitos mediano y alto	548
Tabla B.17	Determinación del riesgo para cada estructura y tránsito	549
Tabla B.18	Determinación del valor de $u$ con respecto al riesgo, basándose en la ley normal	549
Tabla B.19	Determinación del valor de $u$ con respecto al riesgo	550
Tabla B.20	Determinación de los valores de los coeficientes	551
Tabla B.21	Espesor mínimo tecnológico para un pavimento semirrígido	552
Tabla B.22	Tipos de plataformas soporte	553
Tabla B.23	Clasificación de los suelos según los valores de CBR	553
Tabla B.24	Valor de coeficiente $k_s$	553



## ÍNDICE DE FIGURAS

### PRIMERA PARTE

Figura 1.1	Ábaco de Shell para determinar la dosificación para tratamientos superficiales	53
Figura 1.2	Esfuerzos y deformaciones en un sólido	59
Figura 1.3	Curvas de flujo y relajación	67
Figura 1.4	Curva de relajación del líquido de Maxwell	69
Figura 1.5	Modelos reológicos de asfaltos	71
Figura 1.6	Flujo y recuperación del modelo elasto-viscoelástico	72
Figura 1.7	Relajación del modelo elasto-viscoelástico.	72
Figura 1.8	Esquema coloidal de Pfeiffer	81
Figura 1.9	Sistema sol	82
Figura 1.10	Sistema gel	82
Figura 1.11	Modelo microestructural SHRP	85
Figura 1.12	Características deseadas en una mezcla asfáltica	88
Figura 1.13	Microestructura de un ligante modificado con matriz de bitumen	93
Figura 1.14	Microestructura de un ligante modificado con matriz de polímero	93
Figura 1.15	Microestructura de un ligante modificado con dos fases continuas	94
Figura 1.16	Cauchos termoplásticos	95
Figura 1.17	Estructura del caucho termoplástico	96
Figura 1.18	Recuperación elástica utilizando el ductilómetro	98
Figura 1.19	Susceptibilidad térmica de los cementos asfálticos con igual grado de penetración	104
Figura 1.20	Susceptibilidad térmica de los cementos asfálticos, según el grado de viscosidad	107
Figura 1.21	Comparación de la clasificación por grado de penetración y por grado de viscosidad	108
Figura 1.22	Curva de flujo de un cemento asfáltico	110
Figura 1.23	Variación de la velocidad de deformación para diferentes tipos de cemento asfáltico	111
Figura 1.24	Relación viscosidad-temperatura de un cemento asfáltico	113
Figura 1.25	Curva de susceptibilidad térmica de cementos asfálticos	114
Figura 1.26	Cámara de expansión	115
Figura 1.27	Influencia del contenido de agua en la relación de expansión y vida promedio	116

Figura 1.28	Influencia de la temperatura y del contenido de agua en la relación de expansión - vida promedio	117
Figura 2.1	Curva de Wöhler	125
Figura 2.2	Definición de diferentes módulos de deformación	129
Figura 2.3	Ensayo de placa (dos cargas)	131
Figura 2.4	Comparación del comportamiento de diferentes gravas por la forma de curva granulométrica	135
Figura 2.5	Variación del modelo sobre el espesor de una capa de grava no tratada	137
Figura 2.6	Ensayos para los materiales tratados con ligantes hidráulicos	138
Figura 2.7	Comparación entre los resultados de diferentes ensayos ( $R_C, R_T, R_F, R_{TB}$ )	139
Figura 2.8	Ensayo de compresión de un material tratado con ligantes hidráulicos	140
Figura 2.9	Influencia de la frecuencia de las cargas en el módulo de un material bituminoso	143
Figura 2.10	Selección de la frecuencia	144
Figura 2.11	Deformaciones admisibles a $N = 10^6$ ciclos en función de la temperatura	146
Figura 3.1	Difusión del esfuerzo vertical $\sigma_z$	151
Figura 3.2	Modelo bicapas	155
Figura 3.3	Modelo de Hogg	156
Figura 3.4	Modelo de Westergaard	158
Figura 3.5	Modelo multicapas	161
Figura 3.6	Simetría de revolución. Faceta horizontal	161
Figura 3.7	Representación de un masivo semiinfinito	168
Figura 3.8	Modelo de Boussinesq para ejes gemelos	169
Figura 3.9	Multicapa propuesto con la fórmula de Palmer y Barber generalizada	169
Figura 3.10	Multicapa propuesto con la fórmula de Odemark	170
Figura 3.11	Carga en el interior de la placa	171
Figura 3.12	Carga en el borde de la junta	172
Figura 3.13	Carga repartida en dos cargas	173
Figura 3.14	Carga en el interior de la placa	174
Figura 3.15	Carga repartida sobre dos placas sin transferencia de carga	175
Figura 3.16	Carga situada sobre dos cargas sin transferencia de carga	176
Figura 3.17	Carga en la esquina de la placa	176
Figura 3.18	Esfuerzos horizontales en una bicapa con las fórmulas de Lister y Jones	177
Figura 3.19	Esfuerzos horizontales en una bicapa con las fórmulas deducidas de los ábacos bicapas Alize III	177
Figura 3.20	Esfuerzos verticales en un multicapa con las fórmulas de Odemark y Kira	178
Figura 3.21	Modelo tricapa propuesto por Shell	182
Figura 3.22	Ábaco de Van der Pöel	183
Figura 4.1	Variaciones de $\delta_z$ con el espesor de la calzada	200
Figura 4.2	Valor de la deflexión $\epsilon$	202
Figura 4.3	Esfuerzos en las capas ligadas (bicapas)	205
Figura 4.4	Deformación en las capas ligadas (bicapas)	206

## SEGUNDA PARTE

Figura 1.1	Reacción de hidratación del cemento	241
Figura 1.2	Formación de los esfuerzos por la retracción del concreto	242
Figura 1.3	Influencia de la porosidad sobre la resistencia mecánica	243
Figura 1.4	Influencia del modo de vibración y de la relación agua/cemento sobre la resistencia mecánica	245
Figura 1.5	Densificación de una mezcla hidráulica	246
Figura 1.6	Viscosidad o esfuerzo de cizallamiento	246
Figura 1.7	El concreto bajo vibración es moldeable	248
Figura 1.8	Orden de magnitud de la retracción en función del tiempo (humedad relativa 50 a 70%)	249
Figura 1.9	Corte longitudinal de una junta transversal	250
Figura 1.10	Coefficiente de fricción longitudinal, en función de la velocidad	250
Figura 2.1	Esquema del modelo de Westergaard	254
Figura 2.2	Esquema del modelo de Burmister	256
Figura 2.3	Esquema del modelo Dalle (placa) bidimensional	258
Figura 2.4	Tipos de problemas resueltos por el modelo Dalle	259
Figura 2.5	Leyes de fatiga del concreto	261
Figura 2.6	Ruptura por fatiga a partir de las juntas transversales	263
Figura 2.7	Frecuencia de los gradientes térmicos	266
Figura 2.8	Esfuerzos en el borde y centro de la losa	268
Figura 2.9	Punzonamiento en el borde	269
Figura 2.10	Bombeo	270
Figura 2.11	Placa en sus esquinas	271
Figura 2.12	Placa con las esquinas levantadas	271
Figura 2.13	Tráfico de pesos pesados (MJA) por día en la vía más cargada	273
Figura 2.14	Ejemplo de catálogo	274
Figura 2.15	Ejemplo de la berma con drenaje lateral	274
Figura 2.16	Ábaco de dimensionamiento de calzada de bajo tránsito	276
Figura 3.1	Influencia del momento de la fundición del concreto	292
Figura 3.2	Acción de los reductores de aire	294
Figura 3.3	Estudio de composición	299
Figura 3.4	Aspecto del concreto poroso	301
Figura 3.5	Estudio de la compatibilidad del cemento plastificante	302
Figura 4.1	Diversos tipos de colocación del concreto	306
Figura 4.2	Vista de colocación de formaleta	307
Figura 4.3	Regla vibrante sobre banda ya construida	308
Figura 4.4	Formaleta metálica para aeropuerto	310
Figura 4.5	Formaleta metálica	310
Figura 4.6	Alimentador frontal	311
Figura 4.7	Dispositivos de repartición del concreto delante de la máquina de formaleta deslizante	312
Figura 4.8	Esquema de los elementos constitutivos de una máquina de extendido Guntert y Zimmerman	314
Figura 4.9	Alimentador lateral para facilitar la circulación	315
Figura 4.10	Batería de agujas vibrantes	315
Figura 4.11	Transferencia a bandas adyacentes	318
Figura 4.12	Movimiento conjunto de la autograda CMI y de la máquina de Guntert y Zimmerman	319

Figura 4.13	Barrido y nivelamiento delante de la oruga	320
Figura 4.14	Nivelamiento con referencia a la banda adyacente	321
Figura 4.15	Hilo de guía sobre piquetes	321
Figura 4.16	Sistema de guía de las máquinas de formaleta deslizante	322
Figura 4.17	Armaduras longitudinales	326
Figura 4.18	Máquina de formaleta deslizante trabajando sobre armaduras longitudinales	327
Figura 4.19	Soldadura	327
Figura 4.20	Guía de armaduras y distanciamiento	328
Figura 4.21	Guía de armaduras e introducción de aceros en las trompetas.	329
Figura 4.22	Prefabricados	330
Figura 4.23	Máquina de colocación de prefabricados	330
Figura 4.24	Máquina de corte	333
Figura 4.25	Máquina multicorte	333
Figura 4.26	Descascaramiento	340
Figura 4.27	Máquina de clavado	341
Figura 4.28	Máquina para hacer estrías en el concreto fresco, que reparte el producto de curado	342
Figura 4.29	Máquina esparciendo el producto de curado	342
Figura 4.30	Calzadas en pistas aeroportuarias	345

### TERCERA PARTE

Figura 1.1	Esquema de la estructura mixta	383
Figura 1.2	Estudio paramétrico	388
Figura 1.3	Modelación de la estructura	391
Figura 1.4	Esquema de una estructura inversa	391
Figura 2.1	Repartición de presiones	420
Figura 2.2	Modelo de geometría infinita	421
Figura 2.3	Modelo de Burmister	422
Figura 2.4	Esfuerzos en la esquina y el centro de una placa	426
Figura 2.5	Representación matemática de un modelo de placa	434
Figura 2.6	Ejemplo del problema masivo estratificado	435
Figura 2.7	Ejemplo de la malla (carga en el centro: zona achurada)	436
Figura 2.8	Tetraedro	437
Figura 2.9	Masivo sometido a una carga puntual	438
Figura 2.10	Parámetros en el cálculo de $I$ en coordenadas polares	439
Figura 2.11	Desplazamiento de los puntos de un triángulo $J k e$ bajo la acción de una fuerza del punto $i$	441
Figura 2.12	Trazos para la función $kf(k)$	442
Figura 2.13	Desplazamientos	443
Figura 2.14	Definición de los desplazamientos en coordenadas polares	443
Figura 3.1	Parámetros caracterizados por la forma geométrica de la cavidad de la placa delantera. $L$ , $b$ y $hm$ son la longitud, el ancho y la profundidad inicial, en ese orden	451
Figura 3.2	Notaciones para los cálculos hidrodinámicos del caudal de expulsión de agua y la presión	451
Figura 3.3	Acción dinámica del agua	455
Figura 4.1	Esquemización de la carga	463
Figura 4.2	Relación peso sobre una rueda y presión de contacto adoptado para los cálculos	463

Figura 4.3	Modelación de una antigua calzada	465
Figura 4.4	Variación del coeficiente de Poisson con la temperatura	466
Figura 4.5	Variación de $k_1$ con el número de ciclos normales	468
Figura 4.6	Materiales bituminosos	468
Figura 4.7	Variación de $k_3$ con $\delta$ para un riesgo dado	469
Figura 4.8	Variación del riesgo con respecto al tráfico	471
Figura 4.9	Escogencia del riesgo	473
Figura 4.10	Búsqueda del espesor correspondiente al esfuerzo admisible	474
Figura 4.11	Refuerzo de una calzada flexible	475
Figura 4.12	Determinación del espesor conociendo el $\delta$ , admisible	476
Figura 4.13	Esquematación de una calzada flexible	477
Figura 4.14	Refuerzo de una calzada flexible	477
Figura 4.15	Extracción de probetas trapezoidales en sentidos vertical y horizontal	481
Figura 4.16	Índice de degradación vs. edad de la estructura	488
Figura 4.17	Evolución del tráfico pesado acumulado en función del tiempo	490
Figura 4.18	Daños vs. tráfico	493
Figura 4.19	Daños vs. índice de degradación	494
Figura 4.20	Estructura de la avenida 1º de Mayo	497
Figura 4.21	Determinación de la deflexión vertical a partir del espesor	499
Figura 4.22	Estructura de la avenida 1º de Mayo	500
Figura 4.23	Determinación de la deflexión vertical a partir del espesor	501
Figura A.1	Parámetros del sistema multicapa	506
Figura A.2	Introducción de datos	507
Figura A.3	Introducción de la información de la estructura	508
Figura A.4	Pantalla de error cuando los datos no son válidos	508
Figura A.5	Pantalla para insertar capas	508
Figura A.6	Pantalla para eliminar capas	509
Figura A.7	Pantalla de resultados	510
Figura A.8	Acceso e inicio a Kenpav	512
Figura A.9	Cálculo del tránsito	513
Figura A.10	Tipo de estructura	514
Figura A.11	Tipo de estructura. Estructura con tránsito bajo (TSD)	515
Figura A.12	Estructura con tránsito bajo (TSD)	515
Figura A.13	Datos de entrada. Estructura con tránsito bajo (TSD)	516
Figura A.14	Resultados y gráfica. Estructura con tránsito bajo (TSD)	517
Figura A.15	Tipo de estructura. Estructura con capas bituminosas gruesas	518
Figura A.16	Datos de entrada. Estructura con capas bituminosas gruesas	519
Figura A.17	Cálculos y ecuaciones. Estructura con capas bituminosas gruesas	520
Figura A.18	Resultados y gráfica. Estructura con capas bituminosas gruesas	521
Figura A.19	Posibilidad de recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas	521
Figura A.20	Recálculo del tránsito. Estructura con capas bituminosas gruesas	522
Figura A.21	Datos de entrada nuevos para la recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas	522
Figura A.22	Cálculos y ecuaciones con recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas	523

Figura A.23	Resultados y gráfica con recalza. Estructura con capas bituminosas gruesas	523
Figura A.24	Datos de entrada. Estructura con capas grava cemento	525
Figura A.25	Cálculos y ecuaciones. Estructura con capas grava cemento	526
Figura A.26	Resultados y gráfica. Estructura con capas grava cemento	527
Figura A.27	Resultados y gráfica con recalza. Estructura con capas grava cemento	527
Figura A.28	Datos de entrada. Estructura mixta	529
Figura A.29	Cálculos y ecuaciones. Estructura mixta	530
Figura A.30	Resultados y gráfica. Estructura mixta	531
Figura A.31	Datos de entrada. Estructura inversa	532
Figura A.32	Cálculos y ecuaciones. Estructura inversa	534
Figura A.33	Resultados y gráfica. Estructura inversa	534
Figura A.34	Datos de entrada. Estructura con calzada en concreto	535
Figura A.35	Cálculos y ecuaciones. Estructura con calzada en concreto	537
Figura A.36	Resultados y gráfica. Estructura con calzadas en concreto	538



# DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

En este texto se involucra un análisis de la mecánica de pavimentos con un componente altamente numérico y práctico al mismo tiempo. Se maneja la teoría de la elasticidad (métodos racionales) y leyes de fatiga para los materiales que conforman las capas de los pavimentos, para el cálculo de esfuerzos y deformaciones producidos por las cargas reales de los vehículos, balanceando las admisibilidades reales de las estructuras de pavimentos.

En el libro se tratan conceptos de materiales, teoría de asfaltos, métodos constructivos de pavimentos asfálticos y de concretos, diseños de estructuras –bituminosas, mixtas, inversas de concreto– y cálculo de recalzas, además de que se introduce al empleo de los elementos finitos y al análisis del fenómeno del bombeo en pavimentos rígidos.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA  
Facultad de Ingeniería

EDITORIAL  
ESCUELA  
COLOMBIANA  
DE INGENIERÍA

ISBN 958683622-3



9 789586 836227