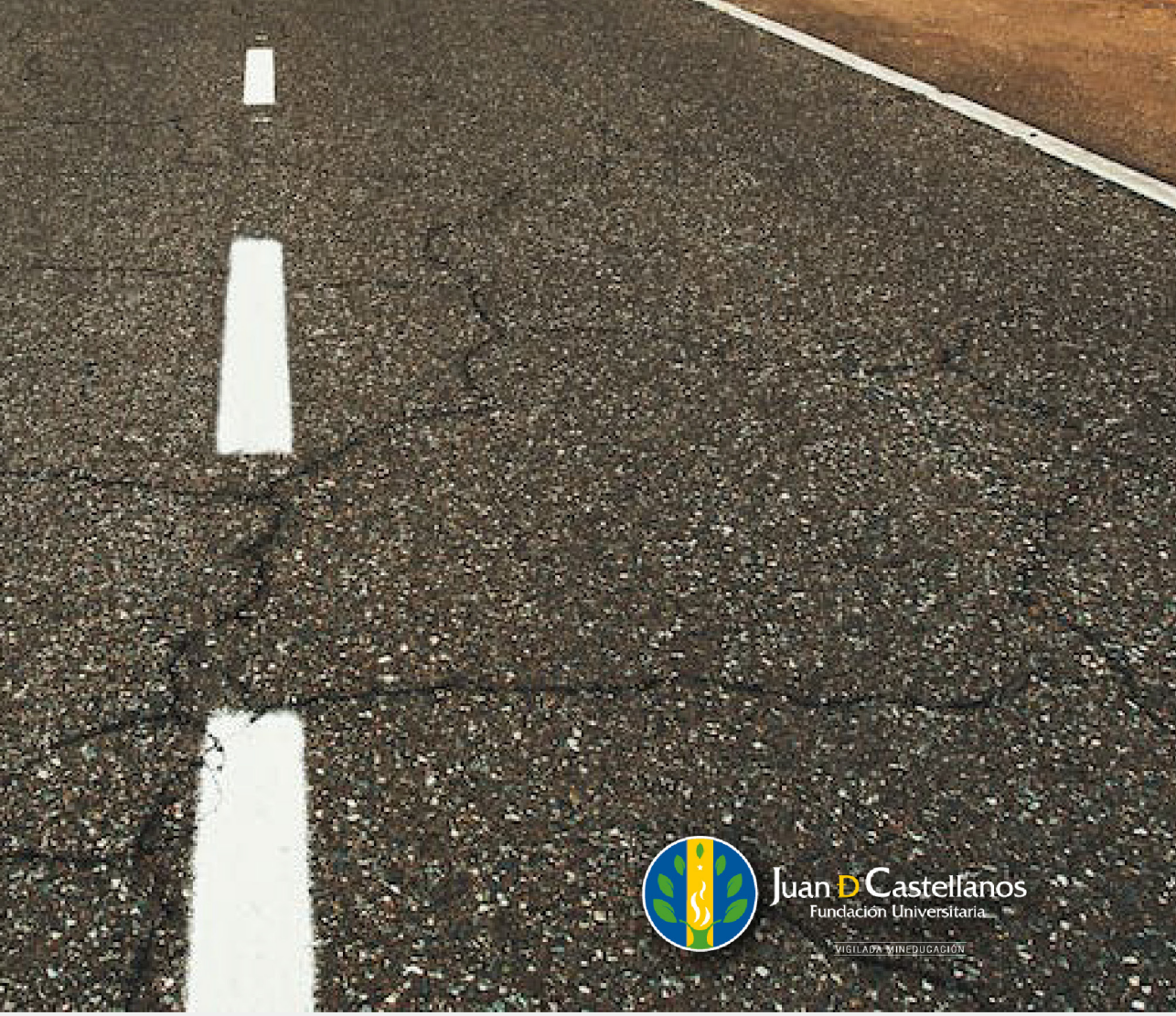


Juan de Castellanos
Fundación Universitaria
VIGILADA MINEDUCACIÓN

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Edwin Antonio
Guzmán Suárez

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

ISBN: 978-958-8966-55-7

DIRECTIVOS FUNDACIÓN UNIVERSITARIA JUAN DE CASTELLANOS

Rector
Luis Enrique Pérez Ojeda, Pbro.

Vicerrector académico
Pbro. Oswaldo Martínez Mendoza, Ph. D.

Vicerrector administrativo y financiero
Mg. Edgar Said Camargo

Decano
Facultad de Ingeniería y Ciencias Básicas
Ph. D. Jhon Alexander bohada Jaime

Director
Ingeniería Civil
Mg. Carlos Andrés Reyes Rodríguez

Directora editorial
Mg. Sandra Liliana Acuña González

Revisión de estilo
Mg. Alfredo de Jesus Mendoza Escalante

Diseño de carátula y diagramación
Editorial JOTAMAR S.A.S.
Calle 57 No. 3 - 39. Tunja - Boyacá - Colombia

Material o tema principal de la publicación de acuerdo con el sistema decimal de clasificación Dewey: 330

"Lo expresado en los textos es responsabilidad exclusiva del autor".

CONTENIDO

1. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS.....23

1.1 Generalidades.....23
1.2 Métodos de evaluación estructural.....25
1.2.1 Evaluación estructural no destructiva (Nondestructive testing - NDT).....25
1.2.1.1 Equipos para la medición de deflexiones bajo carga estática con movimiento lento.....26
1.2.1.2 Equipos para la medición de deflexiones bajo carga dinámica estable.....27
1.2.1.3 Equipos para la medición de deflexiones bajo carga de impacto.....28
1.2.1.4 Medición continua de deflexiones bajo carga rodante.....29
1.2.2 Evaluación estructural destructiva (Destructive testing - DT).....30

2. MÉTODOS DESTRUCTIVOS.....31

2.1 Exploración geotécnica.....31
2.1.1 Programa de ensayos.....32
2.1.2 Profundidad de influencia.....34
2.1.3 Recuperación de muestras.....35
2.1.4 Inspección visual de las muestras.....37
2.1.5 Número requerido de ensayos.....38
2.1.6 Ensayos de campo.....38
2.1.6.1 Penetrómetro Dinámico de Cono (INV E-172-13).....39
2.1.6.2 CBR con muestras inalteradas (INV E-148-13).....41
2.1.6.3 Deflectómetro de Impacto Liviano - LWD.....42
2.1.6.4 Densidad.....44

2.2 Caracterización de materiales en laboratorio.....48
2.2.1 Propiedades índices.....48
2.2.1.1 Contenido de humedad (INV E-122-13).....49
2.2.1.2 Determinación del tamaño de las partículas (INV E-123-13).....50
2.2.1.3 Índices de consistencia.....51
2.2.2 Propiedades mecánicas.....52
2.2.2.1 Relación de Soporte de California - CBR (INV E-148-13).....53
2.2.2.2 Módulo resiliente (INV E-156-13).....54
2.2.3 Módulo resiliente en suelos de grano fino de subrasante.....57
2.2.3.1 Características del ensayo en suelos de grado fino.....57
2.2.3.2 Modelos constitutivos.....58
2.2.3.3 Factores que influyen en el módulo resiliente.....59
2.2.3.4 Módulo resiliente en servicio.....61
2.2.4 Módulo resiliente en suelos granulares no ligados de subbase y base.....64
2.2.4.1 Características del ensayo en suelos granulares.....64
2.2.4.2 Modelos constitutivos.....65
2.2.4.3 Factores que influyen en el módulo resiliente.....68
2.2.5 Módulo en mezclas de concreto asfáltico.....69
2.2.5.1 Módulo resiliente.....69
2.2.5.2 Módulo dinámico complejo.....71
2.2.5.3 Módulo dinámico de rigidez.....73

2.3 Caracterización de la resistencia mediante correlaciones...75
2.3.1 Caracterización de la subrasante.....76
2.3.2 Caracterización de materiales granulares no ligados de subbase y base.....83
2.3.3 Caracterización de la mezcla de concreto asfáltico.....87

3. MÉTODOS NO DESTRUCTIVOS.....99

3.1 Auscultación de deterioros.....99
3.1.1 Métodos de clasificación y cuantificación de los deterioros.....103

3.1.1.1 Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles del INVÍAS....103
3.1.1.2 Metodología VIZIR: Visión Inspección de Zonas e Itinerarios en Riesgo (Visión Inspection de Zones Et Itinéraires Á Risque)....105
3.1.2 Metodología PCI: Índice de Condición del Pavimento (Pavement Condition Index)....114
3.1.3 Metodología PAVER....120

3.2 Deflexiones en pavimentos....126
3.2.1 Factores que afectan la magnitud de las deflexiones....131
3.2.1.1 Características del pavimento....131
3.2.1.2 Características de la carga....132
3.2.1.3 Condiciones climáticas....133
3.2.2 Viga Benkelman....134
3.2.3 Deflectómetro de Impacto - FWD....135
3.2.4 Rolling Wheel Deflectometer - RWD....136
3.2.5 Deflectómetro de Impacto Liviano - LWD....137

3.3 Georadar....138
3.4 Geogauge....139

4. DEFLECTOMETRÍA DE IMPACTO....141

4.1 Deflectómetro de Impacto (Falling Weight Deflectometer - FWD)....141
4.2 Procedimiento de mediciones....143
4.3 Análisis de deflexiones en crudo....146
4.4 Normalización o corrección de deflexiones....147
4.4.1 Corrección de deflexiones por carga....148
4.4.2 Corrección de deflexiones por temperatura....148
4.4.2.1 Expresiones para estimar la temperatura media de la capa asfáltica....149
4.4.2.2 Corrección por temperatura para la deflexión en el punto de aplicación de la carga....153

4.4.2.3 Corrección por temperatura para las deflexiones alejadas del punto de aplicación de la carga....158

4.5 Definición de secciones homogéneas....160
4.6 **Cuencos característicos**....161

5. PARÁMETROS DEL CUENCO DE DEFLEXIONES....167

5.1 Evaluación cualitativa del pavimento....167
5.1.1 Índices Deflexión Central (D_0), Índice de Curvatura Superficial (ICS), Índice de Daño de la Base (IDB) e Índice de Curvatura de la Base (ICB)....168
5.1.2 Radio de curvatura....171
5.1.3 Parámetro ÁREA....171
5.1.4 Relación de área normalizada....174
5.1.5 Área bajo el perfil del pavimento....176
5.1.6 Factores de forma....177
5.1.7 Índice estructural....178
5.1.8 Factor de extensibilidad....179
5.1.9 Índices de área....180
5.1.10 Factor de curvatura....181
5.1.11 Pendiente de la deflexión....182
5.1.12 Relación de deflexión (Deflection Ratio - DR)....182
5.1.13 Índice de extensibilidad de la carga (Load Spreadability Index - LSI)....183

6. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE MÓDULOS....185

6.1 **Módulos mediante retrocálculo**....185
6.1.1 Programas de retrocálculo....185
6.1.2 Proceso de retrocálculo....189
6.1.3 Aseguramiento de la calidad....191
6.1.3.1 Módulo de superficie....191
6.1.3.2 Rango de módulos y valor inicial....194
6.1.4 Estimación de la profundidad de la capa rígida....197
6.1.4.1 Método de Rohde y Scullion....198
6.1.4.2 Método de Chatti y Harichandran....201

6.1.5 Factores de ajuste para los módulos de retrocálculo.....202
6.1.5.1 Subrasante.....203
6.1.5.2 Granulares no ligados de subbase y base.....210
6.1.5.3 Mezcla de concreto asfáltico.....212

6.2 Módulos mediante cálculo directo y ecuaciones de correlación.....215
6.2.1 Subrasante.....215
6.2.1.1 Resistencia de la subrasante caracterizada a partir del módulo resiliente.....215
6.2.1.2 Resistencia de la subrasante caracterizada a partir del CBR.....231
6.2.2 Granulares no ligados de subbase y base.....232
6.2.3 Mezcla de concreto asfáltico.....232

7. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....237

7.1 Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT y DT.....239
7.2 Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT.....246
7.3 Evaluación estructural del sistema pavimento-subrasante.....251

8. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE ESTADOS TENSIONALES.....**255**

8.1 Modelos de deterioro.....255
8.1.1 Modelo de agrietamiento por fatiga.....256
8.1.1.1 Estados tensionales en servicio.....257
8.1.1.2 Estados tensionales admisibles-funciones de transferencia.....258
8.1.2 Modelo de ahuellamiento por deformación permanente.....262
8.1.2.1 Estados tensionales en servicio.....263

8.1.2.2 Estados tensionales admisibles-funciones de transferencia....263

9. ÍNDICES DE CONDICIÓN ESTRUCTURAL....267

9.1 Índice de resistencia estructural, SSI....267
9.2 Índice de condición estructural, SCI....268
9.3 Índice estructural modificado, MSI....269
9.4 Factor de condición, CF....270
9.5 Vida remanente, VR....270

10. APLICACIONES DE LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL....273

10.1 Gestión de pavimentos....274
10.1.1 Evaluación estructural en la gestión de pavimentos a nivel de red....275
10.1.2 Evaluación estructural en la gestión de pavimentos a nivel de proyecto....277

11. EJEMPLOS DE APLICACIÓN....279

11.1 Definición de secciones homogéneas....280
11.2 Cuenco característico....282
11.2.1 Corrección de deflexiones....282
11.2.1.1 Corrección por carga....283
11.2.1.2 Corrección por temperatura....283
11.2.2 Cuenco característico....285

11.3 Evaluación estructural cualitativa....287
11.3.1 Índices D_0, ICS, IDB e ICB....288
11.3.2 Parámetros ÁREA, A_{UPP} y área normalizada....289
11.3.3 Índice de condición estructural....290
11.3.4 Factor de extensibilidad....291
11.3.5 Índice de extensibilidad de la carga....292

11.4 Evaluación estructural cuantitativa.....292
11.4.1 Retrocálculo.....293
11.4.1.1 Módulo de superficie.....293
11.4.1.2 Profundidad de la capa rígida.....295
11.4.2 Cálculo directo.....296
11.4.2.1 Capa de subrasante.....297
11.4.2.2 Capa de material granular.....297
11.4.2.3 Capa de concreto asfáltico.....298
11.4.3 EVERCALC.....300
11.4.3.1 Factores de ajuste para los módulos de retrocálculo.....304
11.4.4 Capacidad estructural del pavimento.....306
11.4.5 Estados tensionales.....310
11.4.5.1 Agrietamiento por fatiga.....310
11.4.5.2 Ahuellamiento por deformación permanente.....311

11.5 Índices de condición estructural.....312
11.6 Vida remanente, VR.....314
11.7 Módulo resiliente en servicio.....314
11.8 Modelo de comportamiento.....319

12. REFERENCIAS.....321

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1 Ensayos de laboratorio para un proyecto de rehabilitación....33
Cuadro 2 Valores típicos de K1 para capas de base y subbase....85
Cuadro 3 Clasificación de los tipos de daño de acuerdo con el manual del INVÍAS....104
Cuadro 4 Clasificación de los deterioros - VIZIR....106
Cuadro 5 Niveles de gravedad de los daños tipo A....108
Cuadro 6 Niveles de gravedad de los daños tipo B....109
Cuadro 7 Rangos de clasificación VIZIR....113
Cuadro 8 Rangos de calificación del PCI....114
Cuadro 9 Longitud de unidades de muestreo para calzadas asfálticas....115
Cuadro 10 Formato para la obtención del máximo valor deducido corregido....118
Cuadro 11 Tipos de deterioros método PCI....120
Cuadro 12 Tipos de deterioros PAVER....122
Cuadro 13 Intervalo de MDR y tipo de condición para cada uno de los rangos....124
Cuadro 14 Rangos de clasificación del OPI....126
Cuadro 15 Coeficientes de las ecuaciones BELLS2 y BELLS3....152
Cuadro 16 Solución tabulada de la aproximación sucesiva de las diferencias acumuladas....160
Cuadro 17 Deflexión característica en función de la extensión de pavimento con D > Dc....163
Cuadro 18 Valores recomendados para $_f$ en función del tipo de vía....164
Cuadro 19 Valores recomendados para $_f$ en función del número de deflexiones....164
Cuadro 20 Parámetros empleados para la evaluación deflectométrica cualitativa....170

Cuadro 21 Umbrales evaluación deflectométrica cualitativa.....170
Cuadro 22 Rangos del parámetro ÁREA según la estructura del pavimento.....173
Cuadro 23 Capacidad estructural del pavimento con base en la relación de área normalizada.....175
Cuadro 24 Condición estructural.....179
Cuadro 25 Condición estructural mediante el factor de extensibilidad.....180
Cuadro 26 Condición estructural mediante el parámetro DR.....183
Cuadro 27 Valores típicos de módulo para materiales de subrasante.....195
Cuadro 28 Valores típicos de módulo para capas de material sin estabilizar.....195
Cuadro 29 Valores típicos de módulo para capas de material estabilizado.....196
Cuadro 30 Valores típicos del coeficiente de Poisson.....197
Cuadro 31 Factor de ajuste para suelos de subrasante.....204
Cuadro 32 Factor de ajuste para suelos de subrasante fino-granulares.....206
Cuadro 33 Factor de ajuste empleado por agencias de transporte en Estados Unidos.....207
Cuadro 34 Factor de ajuste para suelos de subrasante de acuerdo al tipo de suelo.....207
Cuadro 35 Factor de ajuste para capas de base o subbase granular.....212
Cuadro 36 Factor de ajuste con temperatura de referencia prefijada.....213
Cuadro 37 Factor de ajuste con temperatura de referencia seleccionable.....214
Cuadro 38 Coeficientes para la relación M_{rr} – SIS.....219
Cuadro 39 Coeficientes para el modelo de Hogg.....228
Cuadro 40 Coeficientes de ajuste de curvas para la determinación de l_0 y M_{rr}.....230
Cuadro 41 Coeficientes estructurales de pavimentos asfálticos en servicio.....239
Cuadro 42 Coeficientes estructurales y módulos de los materiales patrón de la prueba vial AASHO.....240

Cuadro 43 Coeficientes para la relación SN - SIP.....244
Cuadro 44 Coeficientes para el método de Asgari.....251
Cuadro 45 Funciones de transferencia para el control de agrietamiento.....259
Cuadro 46 Niveles típicos de confiabilidad del proyecto.....260
Cuadro 47 Función de transferencia, FT.....261
Cuadro 48 Funciones de transferencia para el control de ahuellamiento.....264
Cuadro 49 Coeficientes del modelo para pavimentos flexibles.....268
Cuadro 50 Información deflectométrica.....279
Cuadro 51 Secciones homogéneas mediante el método de diferencias acumuladas.....280
Cuadro 52 Secciones homogéneas definidas.....282
Cuadro 53 Deflexiones corregidas sección homogénea 2.....285
Cuadro 54 Variables estadísticas.....286
Cuadro 55 Cuenco característico sección homogénea 2.....286
Cuadro 56 Evaluación deflectométrica cualitativa índices Horak....288
Cuadro 57 Parámetros para el cálculo del índice estructural.....290
Cuadro 58 Factor F.....292
Cuadro 59 Valores del módulo de superficie.....294
Cuadro 60 Características del pavimento modelo.....315

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de funcionamiento del deflectómetro de impacto....29
Figura 2 Sondeo en estructuras de pavimento....36
Figura 3 Apique en estructuras de pavimento....37
Figura 4 Penetrómetro Dinámico de Cono - PDC....39
Figura 5 Resultados de un ensayo de PDC....40
Figura 6 CBRinalterado....42
Figura 7 Deflectómetro de Impacto Liviano - LWD....43
Figura 8 Equipo densidad cono y arena....45
Figura 9 Densímetro nuclear....48
Figura 10 Ensayo de humedad....49
Figura 11 Ensayo de granulometría....51
Figura 12 Ensayo de límite líquido....52
Figura 13 Ensayo de CBR....54
Figura 14 Deformaciones bajo cargas repetidas....55
Figura 15 Ensayo de módulo resiliente....56
Figura 16 Curva de módulo resiliente....59
Figura 17 Ensayo de la viga en tres puntos para el módulo dinámico....74
Figura 18 Modelo Huet-Sayegh....95
Figura 19 Modelo 2S2P1D....97
Figura 20 Inspección de deterioros en el pavimento - manual....100
Figura 21 Inspección de deterioros en el pavimento - asistida por imágenes....101
Figura 22 Determinación del Índice de Deterioro Superficial "I_s"....112
Figura 23 Ejemplo de uso curva PAVER....122
Figura 24 Curvas PAVER....125
Figura 25 Cuenco de deflexión....127

Figura 26 Significado cualitativo de los tipos de cuencos de deflexión....128
Figura 27 Pulsos típicos del FWD y su correspondiente cuenco de deflexiones....130
Figura 28 Viga Benkelman....134
Figura 29 Modelos de deflectómetros de impacto - FWD....136
Figura 30 Deflectómetro continuo rodante - RWD....137
Figura 31 Modelos de deflectómetros de impacto liviano - LWD....138
Figura 32 Georadar - GPR....139
Figura 33 Geogauge....140
Figura 34 Deflectómetro de impacto KUAB 250....143
Figura 35 Medición deflectométrica en pavimentos flexibles....145
Figura 36 Reporte deflectómetro de impacto KUAB....147
Figura 37 Zonas del cuenco de deflexión....169
Figura 38 Parámetro ÁREA....172
Figura 39 Área bajo el perfil del pavimento....177
Figura 40 Elementos comunes en los programas de retrocálculo....189
Figura 41 Gráficas típicas del módulo de superficie....193
Figura 42 Deflexión cero debido a una capa rígida....199
Figura 43 Gráfica 1/r vs deflexión medida....199
Figura 44 Periodo natural - T_d, a partir del historial de tiempo del sensor de deflexión....202
Figura 45 Factor de ajuste terraplén granular sobre subrasante de suelo fino....209
Figura 46 Factor de ajuste terraplén de suelo fino sobre subrasante granular....209
Figura 47 Distribución de esfuerzo y medida del cuenco de deflexión bajo la carga del FWD....218
Figura 48 Geometría del modelo de Hogg....224
Figura 49 Agrietamiento por fatiga....257
Figura 50 Ahuellamiento por deformación permanente....262
Figura 51 Aplicaciones de la evaluación estructural de pavimentos flexibles....273
Figura 52 Actividades en un sistema de gestión de pavimentos....275

Figura 53 Secciones homogéneas mediante el método de diferencias acumuladas.....282
Figura 54 Cuenco de deflexión calculado.....291
Figura 55 Gráficas del módulo de superficie.....294
Figura 56 Gráfica deflexión medida contra inverso de la distancia radial.....295
Figura 57 Ventana datos generales EVERCALC.....302
Figura 58 Ventana datos de deflexión EVERCALC.....303
Figura 59 Reporte de resultados EVERCALC.....304
Figura 60 Reporte de resultados EVERCALC deflexiones sin corregir por temperatura.....305
Figura 61 Curva de módulo resiliente.....319
Figura 62 Modelo de comportamiento del IRI.....320

UNIDADES DE MEDIDA

Algunas unidades de medida utilizadas en la evaluación estructural de pavimentos flexibles se definen como se indica en el siguiente cuadro.

Símbolo	Denominación	Símbolo	Denominación
°C	grado Celsius (centígrado)	m	metro
°F	grado Fahrenheit	m^2	metro cuadrado
cm	centímetro	m^3	metro cúbico
cm^2	centímetro cuadrado	mg	miligramo
cm^3	centímetro cúbico	mils	milésimas de pulgada
cP	centipoise	mm	milímetro
cSt	centistoke	min	minuto
G	gramo	MPa	megapascal
H	hora	MHz	megahercios
Hz	hercio	N	newton
kg	kilogramo masa	N/m^2	newton por metro cuadrado
kg/cm^2	kilogramo por centímetro cuadrado	P	poise
kg/m^3	kilogramo por metro cúbico	Pa	pascal
kgf	kilogramo fuerza	Pa-s	pascal-segundo
km	kilómetro	pulg	pulgada
km/h	kilómetro por hora	$pulg^2$	pulgada cuadrada
kN	kilonewton	rad	radianes
kPa	kilopascal	s	segundo
$klb/pulg^2$	kilolibras por pulgada cuadrada	strain	deformaciones
klb/pie^2	kilolibras por pie cuadrado	sSF	segundo Saybol Furol
klb-pulg	kilolibras por pulgada	St	stoke
$lb\text{-}pulg^{1/3}$	libras por pulgada elevada a la 1/3	t	tonelada
lb	libra	u	unidad
$lb/pulg^2$	libras por pulgada cuadrada	µm	micrómetro
lb/pie^3	libras por pie cúbico	µstrain	microdeformaciones
“	pulgada	°	grado

LISTA DE SIGLAS Y ACRÓNIMOS

AASHO: American Association of State Highway Officials (Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras)
AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte)
ALDOT: Alabama Department of Transportation (Departamento de Transporte de Alabama)
ASTM: American Society for Testing Materials (Sociedad Americana de Ensayos y Materiales)
Austroads: Agencias de transporte de Australia y Nueva Zelanda
BISAR: Bitumen Stress Analysis in Roads
CBR: California Bearing Ratio (Relación de Soporte de California)
CSIR: South African Council on Scientific and Industrial Research (Concilio Sur Africano de Investigaciones Científicas e Industriales)
DN: Índice de Penetración
DSR: Dinamyc Shear Rheometer (Reómetro de Corte Dinámico)
DT: Destructive Testing (Pruebas Destructivas)
dTIMS: Deighton Total Infrastructure Management System (Sistema de Gestión de Infraestructura Total Deighton)
ENTPE: École Nationale des Travaux Publics de l'État (Escuela Nacional de Trabajos Públicos del Estado)
FHWA: Federal Highway Administration (Administration Federal de Carreteras)
FWD: Falling Weigth Deflectometer (Deflectómetro de Impacto)
GPR: Ground Penetrating Radar (Georadar)
IG: Índice de Grupo

INDOT: Indiana Department of Transportation (Departamento de Transporte de Indiana)
IP: Índice Plástico
INV: Instituto Nacional de Vías de Colombia
INVÍAS: Instituto Nacional de Vías de Colombia
IRC: Indian Road Congress (Congreso de Carreteras de la India)
LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Laboratorio Central de Puentes y Carreteras)
LL: Límite Líquido
LP: Límite Plástico
LTPP: Long Term Pavement Performance (Desempeño de Pavimentos a Largo Plazo)
LWD: Light Weight Deflectometer (Deflectómetro de Impacto Liviano)
MEPDG: Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (Guía de Diseño Mecanístico Empírico de Pavimentos)
MDR: Modified Distress Rating (Índice de Daños Superficiales)
MOPT: Ministerio de Obras Públicas y Transporte
Mr: Módulo resiliente
NCHRP: National Cooperative Highway Research Program (Programa Nacional Cooperativo de Investigación Vial)
NDT: Non Destructive Testing (Pruebas no Destructivas)
OPI: Overall Pavement Index (Índice de Condición Global del Pavimento)
PAVER: Pavement Maintenance Management System
PDC: Penetrómetro Dinámico de Cono
PCI: Pavement Condition Index (Índice de Condición del Pavimento)
PITRA: Programa de Infraestructura del Transporte
PMS: Pavement Management Systems (Sistemas de Gestión de Pavimentos)
RWD: Rolling Wheel Deflectometer (Deflectómetro continuo rodante)
SCI: Estructural Condition Index (Índice de Condición Estructural)
SGP: Sistema de Gestión de Pavimentos

SHRP: Strategic Highway Research Program (Programa Estratégico de Investigación de carreteras)
SMP: Seasonal Monitoring Program (Programa de Monitoreo Estacional)
SN: Structural Number (Número Estructural)
SN_{eff}: Effective Structural Number (Número Estructural Efectivo)
SNC: Número Estructural Modificado
SNP: Número Estructural Ajustado
STOA: Short Term oven Aging (Envejecimiento en horno en corto plazo)
SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
TRRL: Transport and Road Research Laboratory (Laboratorio de Investigación en Transporte y Carreteras)
TxDOT: Texas Department of Transportation (Departamento de Transporte de Texas)
USACE: US Army Corps of Engineers (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos)
VDOT: Virginia Department of Transportation (Departamento de Transporte de Virginia)
VIZIR: Visión Inspection de Zones et Itinéraires Á Risque (Visión Inspección de Zonas e Itinerarios en Riesgo)
WASHO: Western Association of State Highway Officials (Asociación Occidental de Funcionarios de Carreteras Estatales)
WSDOT: Washington State Department of Transportation (Departamento de Transporte del Estado de Washington)

INTRODUCCIÓN

La evaluación estructural de pavimentos tiene como fin conocer la condición estructural del pavimento en cualquier momento de su vida en servicio, para determinar su integridad estructural y capacidad de soporte; de tal manera que, a partir de su diagnóstico, se establezcan los tratamientos necesarios para conservar su nivel de servicio.

La evaluación estructural se realiza con dos enfoques; el primero, a través de ensayos destructivos como lo es el producto de la exploración geotécnica, mediante sondeos y apiques, para la evaluación in situ de las capas del pavimento o para, posteriormente, evaluar las muestras recobradas en laboratorio. El otro enfoque consiste en la ejecución de ensayo de tipo no destructivo, como son, por ejemplo, la realización de estudios de condición superficial del pavimento, estimación de espesores con georadar y, especialmente, el análisis de información deflectométrica, donde se destaca el empleo de equipos de alto rendimiento como el Deflectómetro de Impacto (FWD).

Como resultado de los objetivos del proyecto con código institucional C100 121 - 14 de la Fundación Universitaria Juan de Castellanos, en el presente libro el grupo de investigación Ciencia, Innovación y Tecnología - CIyT, adscrito a la Facultad de Ingeniería y Ciencias Básicas de la Fundación Universitaria Juan de Castellanos, plantea ampliar el enfoque en la revisión de las técnicas de evaluación estructural existentes, evaluando técnicas cualitativas y cuantitativas que se valen conjuntamente de información de ensayos destructivos y no destructivos. Este proyecto enfatiza en el uso del FWD como equipo para realizar la evaluación estructural de pavimentos flexibles de tipo convencional, es decir, capas asfálticas, a las cuales subyacen materiales granulares sin tratar, todo el paquete estructural fundado sobre el suelo de subrasante. Con base en esta premisa, se da una guía de cómo realizar la evaluación estructural, desde la toma de datos en campo, siguiendo con su

normalización para ser usados, y su aplicación en técnicas cualitativas que brindan una primera indicación de la condición del pavimento, y su empleo en técnicas cuantitativas que suministran información más confiable sobre el estado del pavimento.

En las técnicas cuantitativas se explican varias que son de interés en ingeniería de pavimentos, que incluyen la estimación de módulos de las capas por retrocálculo y métodos de cálculo directo. También, se evalúa la condición del pavimento en conjunto al estimar su capacidad estructural y vida remanente, la cual se implementa en índices que brindan información sobre su condición estructural. Al final del documento, mediante ejemplos se realiza la aplicación de las técnicas documentadas, a partir de datos de estructuras reales en servicio.

La metodología de evaluación estructural a emplear queda a discresión del lector. La finalidad del libro es dar a conocer diversas técnicas para que, con su reiterado uso y retroalimentación, producto de la experiencia ganada al ser aplicadas, estas puedan ser calibradas, creando sistemas de clasificación con umbrales definidos que permitan establecer la condición estructural de pavimentos. De manera prospectiva, se pueden definir actividades de mantenimiento y/o rehabilitación, o con fines de seguimiento de la vida de servicio remanente de estructuras de pavimento, así como ser usadas en modelos de predicción del ciclo de deterioro del pavimento.

En el primer capítulo de este libro, se presentan los conceptos generales de la evaluación estructural mediante técnicas no destructivas y destructivas, con el fin de poner al lector en contexto.

El segundo capítulo profundiza sobre las técnicas de evaluación mediante ensayos destructivos. Allí, se da una guía para la realización de la exploración geotécnica, que incluye la programación, recuperación y ensayos a realizar a las muestras recobradas. A partir de los resultados de laboratorio, se indica cómo realizar la caracterización de materiales para obtener parámetros estructurales de cada una de las capas que constituyen el pavimento, como lo son la subrasante, granulares intermedias y de rodadura en concreto asfáltico.

En el tercer capítulo se tratan los métodos de evaluación estructural no destructivos, el cual incluye la auscultación de deterioros superficiales

del pavimento mediante distintos métodos, equipos para la realización de ensayos no destructivos y características generales de las deflexiones. El cuarto capítulo presenta la metodología para realizar el análisis de deflexiones obtenidas mediante el deflectómetro de impacto, desde el procedimiento para la toma de deflexiones en campo, las correcciones que se deben realizar a estas para ser incorporadas en el análisis de definición de tramos homogéneos y la selección del cuenco característico que represente dicha sección.

En el quinto capítulo se encuentran las técnicas para la evaluación cualitativa del pavimento, la cual se realiza mediante la definición de umbrales de comportamiento para distintos parámetros obtenidos del cuenco de deflexiones en función de las características de la estructura de pavimento.

Del sexto al noveno capítulo se presentan las técnicas de evaluación estructural cuantitativa. En estos se incluye la determinación del módulo de las capas del pavimento mediante retrocálculo y cálculo directo, la evaluación de la capacidad estructural, la evaluación de los estados tensionales del pavimento y de varios índices para establecer la condición del pavimento en conjunto.

En los capítulos finales, décimo y undécimo, se presentan las distintas aplicaciones de la evaluación estructural, junto con ejemplos de cálculo en estructuras de pavimento reales en servicio.

1. Evaluación estructural de pavimentos

La evaluación estructural es muy importante en la conservación y rehabilitación de pavimentos a nivel de red y/o proyecto, puesto que permite establecer prioridades y estrategias, planear la asignación de recursos y estimar el comportamiento futuro bajo las estrategias consideradas. De igual manera, la información obtenida es trascendental para verificar y mejorar los criterios de diseño, procesos constructivos y la efectividad del control de calidad.

Entre los procesos de diseño de un pavimento nuevo y el de rehabilitación de uno en servicio, se presentan diferencias significativas. En el último se dispone de unas capas de materiales que se encuentran colocados y que han experimentado un deterioro a causa de las cargas del tránsito, de los agentes climáticos y el tiempo. Estos materiales conservan cierto valor estructural remanente, el cual es necesario considerar como aporte en el diseño de la rehabilitación del pavimento, por lo tanto, como una actividad previa en estos casos; a diferencia de un diseño de pavimento nuevo, esta se enfoca en evaluar y valorar el pavimento en cuestión, la cual es posible a través de procedimientos específicos.

1.1. Generalidades

La evaluación del pavimento existente tiene como fin el análisis y estimación del valor estructural remanente. Adicionalmente, esta evaluación debe proporcionar la información necesaria para la investigación de las causas que originaron la falla del pavimento a rehabilitar, es decir, debe aportar los elementos de juicio necesarios para el diagnóstico de las fallas observadas, con la finalidad de definir las acciones de mantenimiento y/o rehabilitación a ejecutar según las deficiencias encontradas.

La evaluación estructural de un pavimento existente abarca necesariamente los siguientes trabajos:

- Determinación de espesores y tipos de materiales constituyentes de la estructura de pavimento.
- Evaluación superficial de la condición del pavimento.
- Medición de deflexiones superficiales del pavimento.
- Evaluación del sistema de drenaje.

En lo que se refiere a la evaluación superficial, la misma debe considerar las fallas presentes en el pavimento, con el propósito de establecer su clase y valorar su magnitud y severidad, para así tener un indicativo referencial de su condición. Para ello, se dispone de la evaluación del pavimento mediante la determinación de índices de la condición superficial. Esta información se debe complementar, en especial con la medición de deflexiones, con la finalidad de establecer posibles correlaciones entre la condición superficial del pavimento y su deflexión superficial.

Por otra parte, la evaluación del sistema de drenaje comprende un trabajo fundamental, en vista de que la capacidad o aptitud de la estructura de pavimento para eliminar rápida y eficientemente las aguas superficiales, es imprescindible para mantener su integridad, lo cual sólo puede lograrse con un adecuado sistema de drenaje.

En el caso particular del estudio de suelos y capas del pavimento existente, el mismo permitirá obtener información objetiva sobre la condición, espesor y tipos de materiales que conforman la estructura del pavimento, con el fin de reconstruir su historia y modelar el comportamiento desde su apertura al tránsito. Este aspecto es vital en todo análisis estructural de pavimento, con la finalidad de valorar su estructura e incorporarla dentro de la rehabilitación del mismo.

Finalmente, toda evaluación estructural debe incluir la medición de diferentes parámetros que permitan correlacionar la condición superficial del pavimento con la respuesta de la estructura ante la aplicación de una carga. En nuestro medio se encuentra muy difundida la medición de deflexiones superficiales de los pavimentos ante la aplicación de una carga. Para ello, existen distintos equipos de medición, tales como: la viga Benkelman, la cual es un equipo de medición cuasiestática y equipos de medición dinámica como el Deflectómetro de Impacto (Falling Weight Deflectometer - FWD) (Corros et ál., 2009).

1.2. Métodos de evaluación estructural

La clasificación de los métodos de prueba en no destructivos o destructivos, es común en ingeniería de materiales. La diferencia entre ambos depende, normalmente, de la alteración física de los materiales. En pavimentos, la evaluación destructiva significa la destrucción del pavimento mediante la excavación de un apique o sondeo para muestreo y prueba de los materiales del pavimento, usualmente en el lugar o recobrando muestras para posteriores ensayos en el laboratorio.

Muchas técnicas efectivas de evaluación involucran la medición de deflexiones bajo cargas estáticas o dinámicas, combinándolas con pequeños núcleos o testigos para obtener los espesores y muestras de los materiales subyacentes, y ensayarlos en el laboratorio. Estos métodos serán considerados como no destructivos, en razón de que no involucran alteraciones graves del pavimento (López y Mendoza, 1998).

1.2.1. Evaluación estructural no destructiva *Nondestructive testing* - NDT)

Resulta conveniente realizar la evaluación de la capacidad estructural de un pavimento existente para soportar las cargas del tránsito, sin perturbar o destruir sus componentes. Para ello, se deben tomar mediciones en la superficie del pavimento y, a continuación, relacionar los resultados de alguna manera con las propiedades estructurales de la sección de pavimento. Las mediciones de la respuesta de una estructura de pavimento a una fuerza externa o transmisión de energía, son generalmente referidas como "no destructivas", porque la estructura del pavimento se ve alterada por las mediciones y estas pueden ser repetidas tantas veces como sea necesario. Los métodos de prueba no destructivos son generalmente clasificados en cuatro categorías generales:

1. Medición de la respuesta a una carga estática o a la aplicación simple de una carga en movimiento lento.
2. Medición de la respuesta a una carga compuesta por una parte estática y otra repetida o dinámica de tipo senoidal.
3. Medición de la respuesta a una carga dinámica de impacto.
4. Medición continua de la respuesta ante la ampliación de una carga rodante también continua.

1.2.1.1. Equipos para la medición de deflexiones bajo carga estática con movimiento lento

Existen numerosos equipos para hacer estas mediciones, siendo los más comunes la viga Benkelman, el Deflectómetro Viajero y el Deflectómetro Lacroix. Los principios básicos de operación de cada uno de estos son similares:

- **Viga Benkelman:** se llamó así en honor al ingeniero Alvin Carlton Benkelman, quien la desarrolló en 1953 como parte del ensayo vial de la *Western Association of State Highway Officials* – WASHO, para la auscultación de deflexiones en pavimentos flexibles. La viga Benkelman es un dispositivo sencillo compuesto básicamente por una palanca simple sujeta a un marco de aluminio ligero o de madera, que puede ser movido a mano. La medida se realiza colocando la punta de sondeo de la viga en el centro de la rueda doble, y el movimiento de la viga se observa en un medidor, el cual registra la deflexión elástica máxima con una aproximación de 0.0254 mm, al aplicar la carga producida por el eje trasero de un camión cargado con 80 kN a medida que este se aleja. Se trata de un dispositivo de bajo costo, pero muy lento, que no permite obtener de manera completa el cuenco de deflexiones. La evaluación se realiza a lo largo de la carretera objeto de estudio, definiendo las abscisas en las cuales se aplicará la carga de ensayo normalizada sobre el eje trasero del camión, y registrando las diferentes temperaturas presentadas al interior de la carpeta junto con la temperatura ambiental.

- **Deflectómetro Viajero:** el deflectómetro viajero desarrollado por la División de Carreteras de California, opera bajo el mismo principio de la viga Benkelman, aunque de forma automatizada y utilizando dispositivos electrónicos, siendo capaz de efectuar de 1500 a 2000 mediciones por jornada de trabajo, viajando a una velocidad del orden de 1 km/h (Careaga, 1997).

- **Deflectómetro Lacroix:** este dispositivo mide las deflexiones de la superficie de un pavimento bajo la acción de una carga cuasiestática. El deflectómetro está montado sobre un camión de chasis largo, el cual tiene una carga en el eje trasero de 8.5 toneladas y que se aplica

a la calzada mediante dos pares de ruedas gemelas. Dicha medición se efectúa a través de dos brazos palpadores en zonas próximas a las huellas de rodado de los vehículos. El vehículo avanza a una velocidad de 2.5 km/h y las mediciones se realizan cada 6 metros.

El deflectómetro mide a través un sistema de trineo que se apoya en el suelo mediante tres puntos que constituyen un plano de referencia fijo para la determinación del cero, el camión recorre una distancia para las mediciones y, cuando las ruedas gemelas llegan a los palpadores, se registra la deflexión máxima.

Permite auscultar entre 10 y 20 km de vía diarios. El rango de las mediciones está comprendido entre 0 y 300 centésimas de milímetro. El resultado que entrega es la deflexión máxima. La información es registrada en medio magnético (Huichapillan, 2006).

1.2.1.2. *Equipos para la medición de deflexiones bajo carga dinámica estable*

Estos aparatos aplican una precarga estática (peso estático del aparato) y una vibración senoidal al pavimento mediante un generador de fuerza dinámica.

Los equipos de este tipo más comúnmente empleados son el Dynaflect y el Calificador de Caminos. En estos, las deflexiones generalmente se miden a través de sensores inerciales de velocidad denominados geófonos (López y Mendoza, 1998).

- **Dynaflect:** en este aparato, la carga cíclica es generada mediante ruedas desbalanceadas que giran en direcciones opuestas a 480 revoluciones por minuto. La magnitud de la carga cíclica generada es de 1000 libras valle a cresta. Las deflexiones resultantes son obtenidas mediante cinco geófonos colocados sobre la superficie del pavimento, separados 12 pulgadas entre sí. Algunas limitaciones técnicas de este aparato incluyen su incapacidad para permitir variaciones en la magnitud y frecuencia de la carga cíclica; además, la deflexión no puede ser medida directamente bajo la carga y es difícil determinar el área de contacto.

- **Calificador de caminos** (*Road Rater*)**:** es también un equipo de medición de deflexión vibratorio estático que se coloca en un tráiler y es tirado por un vehículo. Las máximas cargas estáticas son 2400 y 5800 lb para los modelos 400B, 2000 y 2008, respectivamente. Se carga el pavimento a través de un plato metálico, cuyas dimensiones estándar son paneles metálicos de 4 x 7 pulgadas con un espacio de 0.55 pulgadas de diámetro para los modelos 2000 y 2008. El generador de fuerza dinámica utiliza una masa metálica rellena de plomo que se acelera hacia arriba y hacia abajo hidráulicamente, y tanto la amplitud como la frecuencia pueden ser cambiadas por el operador, lo que permite lograr cargas dinámicas de 500 a 3000 libras para el modelo de 400 lb, de 1000 a 5500 libras para el modelo 2000 y de 1200 a 8000 lb para el modelo 2008. La frecuencia de carga puede variarse continuamente de 5 a 70 ciclos por segundo. Las deflexiones se miden utilizando por lo menos cuatro geófonos que se encuentran en el centro del área cargada y, por lo general, espaciados a partir de ese punto 30 cm.

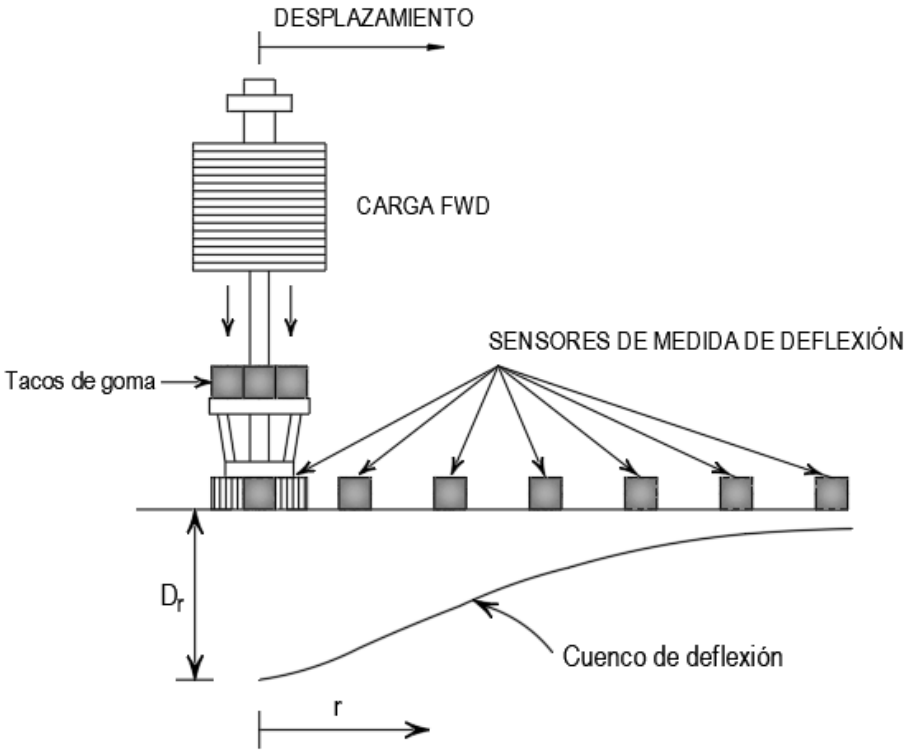
1.2.1.3. Equipos para la medición de deflexiones bajo carga de impacto

El deflectómetro de impacto es un equipo ampliamente utilizado en el mundo para la evaluación del estado estructural de pavimentos flexibles, semirígidos y rígidos. El principal aporte del deflectómetro de impacto frente a los equipos clásicos de deflectometría, es el análisis de la capacidad de soporte mediante el cálculo inverso de los módulos de rigidez de las capas de un pavimento a partir de los cuencos de deflexión registrados.

El funcionamiento del deflectómetro se basa en la generación de una onda de carga sobre el pavimento. Esto se consigue por medio del impacto provocado por la caída libre de una masa, que es transmitido al pavimento mediante un sistema de amortiguamiento elástico montado sobre una placa de carga. Tanto la masa, su altura de caída y el sistema de amortiguadores elásticos, se pueden variar para generar el impacto deseado en el pavimento o en la subrasante a evaluar.

Una serie de sensores miden las deflexiones verticales del pavimento bajo el centro de la placa de carga y en diversas posiciones radiales a distintas distancias de este centro (D_r). La deflexión registrada a la distancia D_r es debida a la deformación de la porción del pavimento que se encuentra dentro de la zona de tensión generada por el impacto sobre el pavimento o sobre la subrasante (Higuera Sandoval, 2010).

Figura 1
Esquema de funcionamiento del deflectómetro de impacto



1.2.1.4. Medición continua de deflexiones bajo carga rodante

Estos aparatos permiten medir las deflexiones del pavimento continuamente y con buena precisión, a velocidades máximas que van desde 55 hasta 90 km/h. Sin embargo, sus diferentes versiones actuales aún se

encuentran en desarrollo y no están listas para ser implementadas y aplicadas en carreteras. Para la medición de deflexiones, utilizan una nueva generación de sensores a base de rayos láser que son más precisos que los sensores de contacto. Permiten medir y almacenar información sobre la temperatura del pavimento, la carga instantánea aplicada y su localización sobre la superficie terrestre. Asimismo, algunas versiones pueden ser programadas para pintar una raya donde las deflexiones excedan un cierto valor de umbral. Lo anterior, con propósitos de identificación de tramos carreteros con deflexiones excesivas, para análisis posteriores.

1.2.2. Evaluación estructural destructiva (*Destructive testing* - DT)

Dependiendo los fines que se persigan, evaluación estructural a nivel de proyecto o nivel de red, las pruebas no destructivas no suministran por sí solas una caracterización completa de las propiedades estructurales del pavimento; por eso, en estudios a nivel de proyecto o de investigación, es necesario complementar la información con datos obtenidos de la exploración geotécnica, de modo que permita obtener propiedades de los materiales recobrados mediante ensayos en laboratorio, así como identificar los espesores y características *in situ* de las capas de materiales existentes.

De acuerdo con INVÍAS (2008), la evaluación estructural mediante pruebas destructivas es esencial cuando el ingeniero de pavimentos considere que la estructura objeto del estudio de rehabilitación no presenta un comportamiento esencialmente elástico antes las solicitaciones de las cargas del tránsito, y por lo tanto las medidas de deflexión no presentan utilidad en la modelación para estimar la condición estructural.

También, es importante tener presente que la ejecución de la exploración geotécnica trae consigo un consumo importante de recursos económicos y de tiempo, lo cual limita el número de puntos de ensayo. En función de las características del proyecto, se hace necesario programar el grado de detalle y el alcance que se debe dar a la exploración geotécnica.

2. Métodos destructivos

La condición del pavimento se puede evaluar a través de la medición de irregularidades de la superficie o el registro de deterioros en el pavimento, como agrietamiento o ahuellamiento. Sin embargo, en ocasiones es necesario remover partes de la estructura del pavimento para determinar dónde ocurren las fallas y porqué. El término "prueba destructiva" se aplica a estos métodos de evaluación, porque la estructura original del pavimento se destruye en sitios determinados. En general, tales procedimientos de evaluación se restringen a pavimentos que muestran evidencias de falla.

Las técnicas usadas dependen del tipo de información deseada, pero generalmente involucran la realización de cortes en cada capa de pavimento y la obtención de muestras para ensayos posteriores. A veces, el objetivo es obtener muestras inalteradas de las distintas capas. No obstante, este objetivo no siempre se puede lograr exitosamente, dadas las circunstancias prevalecientes.

Las ventajas de romper el pavimento para realizar investigaciones detalladas bajo la superficie, deben ser ponderadas contra las desventajas de remover porciones del pavimento y reemplazarlo con parches. Los defectos superficiales frecuentemente pueden utilizarse para valorar las condiciones en profundidad; sin embargo, a menudo es necesario determinar la ubicación y causa de la falla en la estructura para poder realizar un análisis confiable (López y Mendoza, 1998).

2.1. Exploración geotécnica

El propósito del programa de exploración geotécnica para la evaluación de pavimentos, es obtener un exhaustivo entendimiento de las condiciones de los materiales presentes en la estructura y de la subrasante a lo largo del alineamiento vial. El énfasis en la investigación de las condiciones de la subrasante está en identificar el impacto del suelo de fundación en la reconstrucción y desempeño del pavimento,

así como obtener parámetros geotécnicos de diseño (*Federal Highway Administration* [FHWA], 2006).

Las pruebas para la exploración en campo tienen muchas desventajas y limitaciones. Las restricciones de tiempo y de dinero suelen limitar la intensidad de la exploración de campo y la variedad y el número de ensayos derivados de ellas en los estudios rutinarios de rehabilitación, en particular, en las vías con bajos volúmenes de tránsito. Además, no existen fórmulas o recetas que permitan establecer el grado de detalle que se debe dar a la exploración destructiva, por lo que prevalecerá siempre el buen juicio del ingeniero, quien determinará el alcance de la evaluación destructiva en función de la calidad y de la cantidad de información adicional disponible, tanto la histórica como la proveniente de la exploración no destructiva, con la finalidad de minimizar los costos y evitar la recolección de información innecesaria (Intituto Nacional de Vías [INVÍAS], 2008).

2.1.1. Programa de ensayos

El programa de ensayos de las muestras obtenidas, se debe enfocar en la determinación de las características de los materiales del pavimento y de la subrasante, con el fin de estimar su condición actual y valorar sus posibilidades como componentes de la futura estructura rehabilitada (INVÍAS, 2008).

Durante el proceso de recolección de datos, el ingeniero debe acumular suficiente información acerca de las condiciones *in situ* del pavimento para determinar la causa de los deterioros. Los parámetros recolectados variarán de proyecto a proyecto. Por ejemplo, si un pavimento flexible experimenta ahuellamiento excesivo después de 15 a 20 años en servicio, la rehabilitación requerida es probablemente rutinaria, y un mínimo programa de pruebas y muestras de campo será suficiente; por otro lado, si el pavimento flexible experimenta ahuellamiento excesivo a los pocos años en servicio, puede ser necesaria una extensiva recolección de datos y pruebas de campo para identificar la causa exacta del deterioro y las medidas de rehabilitación apropiadas (*American Association of State Highway and Transportation Officials* [AASHTO], 1993).

Es responsabilidad del ingeniero determinar el alcance del proceso de recolección de datos para el proyecto, y minimizar el costo del proceso, evitando la recopilación de información innecesaria.

El siguiente cuadro presenta un resumen de los ensayos que, de manera rutinaria, se deben realizar durante el proceso de evaluación destructiva de un pavimento asfáltico de carretera, con el propósito de diseñar las obras para su rehabilitación.

Cuadro 1
Ensayos de laboratorio para un proyecto de rehabilitación (INVÍAS, 2008)

Capa	Tipo de ensayo	Norma INV	Observaciones
Subrasante, capas granulares	Ensayos de constitución - Humedad - Densidad - Gradación - Plasticidad - Equivalente de arena - Desgaste	E-122 E-142/161/164 E-123/213 E-125/126 E-133 E-218	Sirven para determinar los cambios sufridos por los materiales desde la construcción
	Ensayos de resistencia o de respuesta - CBR inalterado (subrasante) - PDC (subrasante) - Módulo resiliente	E-148 E-172 E-156	Miden la capacidad actual de los materiales para resistir esfuerzos
	Ensayos basados en comportamiento - Estabilidad volumétrica	E-132/148/173	Los suelos expansivos suelen tener efectos muy desfavorables sobre el comportamiento de los pavimentos
Capas estabilizadas con ligantes hidráulicos	Ensayos de resistencia o de respuesta - Resistencia a compresión inconfinada	E-809	Resistencia determinada sobre cilindros moldeados
Capas asfálticas	Ensayos de constitución - Densidad - Composición volumétrica - Contenido de asfalto - Granulometría	E-733/734 E-736 E-732 E-782	La densidad indica el grado de compactación de la mezcla

Capas asfálticas	Ensayos de resistencia o de respuesta - Módulo resiliente - Estabilidad Marshall	E-749 E-748	Generalmente, las pruebas de resistencia sobre probetas extraídas del terreno no son representativas
	Ensayos basados en comportamiento - Determinación del grado de envejecimiento del asfalto - Recuperación de asfalto - Penetración - Punto de ablandamiento - Viscosidad - Resistencia de la mezcla a la acción del agua (ensayo TSR)	E-759 E-706 E-712 E-716/717 E-725	Existen pruebas de tipo físico y químico que permiten valorar el grado de envejecimiento del asfalto recuperado de la mezcla

2.1.2. Profundidad de influencia

La planificación del programa de exploración requiere una comprensión básica de la profundidad a la cual las condiciones del subsuelo influirán en el desempeño del sistema de pavimento. Para el diseño del pavimento, generalmente, se supone que la profundidad de influencia se relaciona solo a la magnitud y distribución de las cargas del tránsito impuestas en la estructura del pavimento bajo consideración (FHWA, 2006).

La zona de influencia debajo de toda la estructura del pavimento varía con la sección del mismo, pero típicamente entre 80 y 90 por ciento del esfuerzo aplicado se disipa dentro del primer metro debajo de la capa de concreto asfáltico (Christopher et al., 2006).

A partir de la perspectiva del diseño de pavimentos, se reconoce que las capas críticas se ubican en el metro superior de la subrasante. Los diseños mecanicistas se basan en la deformación horizontal de tracción en la base de la capa asfáltica o la deformación vertical de compresión sobre la subrasante bajo la repetición de un eje de carga de diseño. El entendimiento de este concepto es especialmente crítico en proyectos de rehabilitación.

En este tipo de proyectos, la profundidad de influencia debería ser evaluada basándose en el tipo de pavimento y las capas para la reconstrucción; además, debe tener en cuenta que la eventual presencia superficial del nivel freático o de una capa rígida dentro de los 6 a 9 m puede influenciar las deflexiones de las capas del pavimento medidas con FWD.

2.1.3. Recuperación de muestras

En el caso de las capas asfálticas, estas son normalmente extraídas a través de equipos de perforación para la toma de núcleos de las capas, conocidos por su denominación en inglés con el nombre de *Core-drill*. A través de la extracción de muestras de capas asfálticas, es posible conocer el espesor de la carpeta o subcapas que conforman el espesor total de las capas asfálticas. Así mismo, se pueden identificar los diferentes tipos de mezcla empleados en la construcción y en eventuales trabajos de mantenimiento y rehabilitación ejecutados, así como su condición, lo cual hace posible identificar la presencia de fallas como, por ejemplo, agrietamientos y detectar problemas asociados con la durabilidad (envejecimiento) de las mezclas (Corros et ál., 2009).

En el caso de los suelos de subrasante, subbase y base, el muestreo está dirigido a la identificación y caracterización de la capacidad de soporte, además de conocer los espesores de las diferentes capas y sus condiciones a lo largo de la vía en estudio. En tal sentido, el mismo debe ser racionalizado en función de la longitud de la vía, de manera que todas las características geotécnicas de la misma resulten representadas.

El muestreo final incluye métodos exploratorios, entre los que destacan la ejecución de sondeos y apiques:

- **Sondeos**

Son prospecciones de tipo manual o mecánica, por lo general, de sección circular con diámetros entre 50 y 70 cm y con profundidades entre 1.0 y 1.5 m (máximo), ejecutadas con el objeto de medir los espesores de las capas presentes. Aunque no permiten la visión *in situ* del terreno, se pueden obtener testigos y muestras de los diferentes materiales encontrados para proceder a la identificación de suelos a

través de métodos de clasificación internacionalmente aceptados como AASHTO o SUCS. Adicionalmente, se realizan ensayos para determinar la humedad natural, la plasticidad, entre otros.

Figura 2
Sondeo en estructuras de pavimento



– **Apiques**

Son excavaciones de dimensiones mayores que los sondeos, realizadas con el objeto de medir los espesores de las capas existentes y obtener cantidades suficientes de muestra de cada una de las capas que resulten de la exploración; con la finalidad de realizar, además de los ensayos de identificación de suelos, el ensayo de caracterización de la capacidad soporte de los suelos, mediante ensayos tales como compactación Proctor y CBR. Adicionalmente, a cada una las capas de suelo presentes, es posible realizarle ensayos para la determinación de la densidad en sitio, mediante ensayos como cono y arena, o densímetro nuclear; junto con otros que determinan propiedades como humedad natural, granulometría, índices de consistencia, etc. Las dimensiones típicas de la excavación son 1.5 m por 1.5 m con profundidad máxima de 2.0 m.

Figura 3
Apique en estructuras de pavimento



2.1.4. Inspección visual de las muestras

Siendo la más simple de las pruebas, la inspección visual de una muestra es un medio eficiente para evaluar rápidamente el material e identificar deficiencias obvias en el mismo. La inspección de los núcleos de pavimento permite conocer el espesor, evaluar la homogeneidad e integridad de las capas, verificar las condiciones de liga entre ellas y definir el patrón de los agrietamientos.

La norma INV E-102-13 describe el procedimiento para identificar los suelos existentes en la estructura de pavimento, este se hace a partir de un examen visual y ensayos manuales. Las muestras de suelo y de agregados proporcionan una información aproximada sobre su condición y su clasificación, a partir de su textura, color, olor, distribución de los tamaños de las partículas, plasticidad y humedad. La información obtenida en la inspección visual de las muestras puede indicar las causas de algún deterioro visible del pavimento, y ayuda al ingeniero en la elección de los ensayos de laboratorio más apropiados para completar la evaluación (INVÍAS, 2008).

2.1.5. Número requerido de ensayos

Los ensayos –destructivos y no destructivos– que se realizan en las diferentes unidades de análisis, suministran una estimación del valor promedio y de la desviación estándar de la propiedad que se está investigando. Lógicamente, a medida que aumenta el número de ensayos, los valores promedio estimados se vuelven más precisos y se acercan más estrechamente a los valores promedio reales de esa propiedad.

Los principios de la estimación estadística o niveles de confianza son muy útiles en la determinación del número necesario de ensayos, para asegurar que el valor promedio estimado se aproxime al valor promedio real. La filosofía de los niveles de confianza se explica por el concepto de la probabilidad o seguridad de que la diferencia entre los valores promedio de la muestra y de la población ($\dot{X} - \mu$) estén dentro de unos límites preestablecidos, con un porcentaje de confianza de $100^*(1-\alpha)$, siendo α la probabilidad de que el resultado de una medida iguale o exceda el valor límite especificado.

El valor α corresponde al área bajo la curva para una distribución normal, la cual se considera representativa del comportamiento de la gran mayoría de los parámetros ligados a la ingeniería de pavimentos (INVÍAS, 2008, p. 176).

El ingeniero de diseño debe definir el espaciamiento y profundidad de los sondeos en función del tipo de proyecto de pavimentos y la variabilidad de las condiciones del suelo existente, tanto en el sentido horizontal como vertical. En proyectos de rehabilitación o reconstrucción, el espaciamiento depende de las condiciones del pavimento existente y el desempeño de las pruebas no destructivas, por ejemplo, la medición de deflexiones. En proyectos de rehabilitación, los sondeos se deben localizar en la huella de las llantas con el fin de evaluar el desempeño de los materiales no ligados existentes, así como de la subrasante (Christopher et ál., 2006).

2.1.6. Ensayos de campo

Estos se realizan en el sitio para determinar algunos de los parámetros significativos en la evaluación estructural de pavimentos, asociados al grado de compactación y resistencia mecánica de las capas conformantes del pavimento.

2.1.6.1. Penetrómetro Dinámico de Cono (INV E-172-13)

El ensayo con el Penetrómetro Dinámico de Cono - PDC puede ser llevado a cabo de acuerdo con la norma INVÍAS INV E-172-13. El método de ensayo se usa para evaluar la resistencia *in situ* de suelos inalterados y/o materiales compactados. Este ensayo debería estar restringido a la evaluación de suelos de subrasante fino granulares, para evitar resultados erróneos como producto de la influencia de partículas alargadas.

- **Equipo de penetrómetro utilizado**

El penetrómetro dinámico de cono consta de:

» Un martillo de 8 kg (17.6 lb) que es accionado desde una altura fija de 575 mm (22.6”), este se desplaza por una varilla de acero de 16 mm (5/8”) de diámetro, con una punta cónica reutilizable o desechable.

» Un yunque de ensamble y una manija. La punta del cono tiene un ángulo de 60º y el diámetro en la base del cono es de 20 mm (0.79”), constituido de un material resistente a fuertes impactos (acero de alta resistencia, titanio, etc).

Figura 4
Penetrómetro Dinámico de Cono



- **Descripción del ensayo**

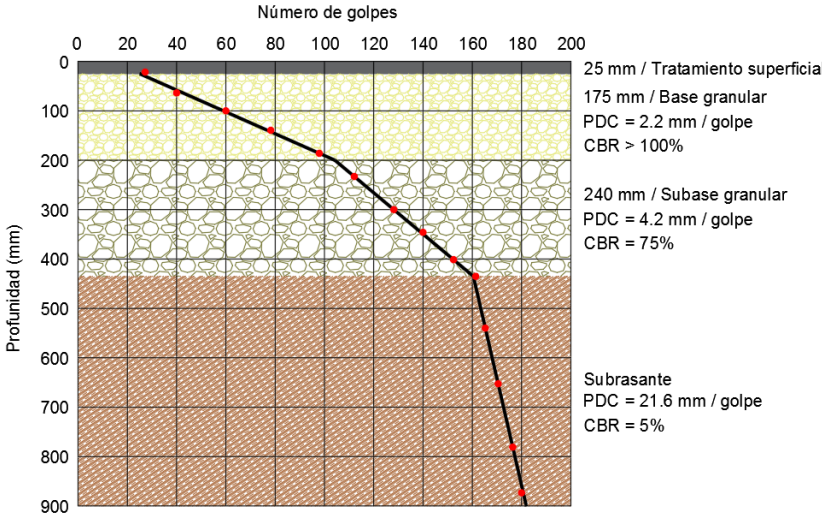
El penetrómetro dinámico de cono es un método no destructivo que mide la capacidad estructural *in situ*, mediante penetración dinámica por golpe a través de un suelo inalterado o suelo de fundación levemente cementado.

La curva del PDC es una gráfica que representa la penetración acumulada en función del número de golpes acumulados para los respectivos datos. En este tipo de curvas, se puede visibilizar el número de capas existentes representadas por rectas de diferentes pendientes, también se puede determinar el espesor de dichas capas.

El principio de funcionamiento consiste en una varilla de acero con forma de cono en su extremo inferior, que penetra continuamente a través de las capas bajo la acción dinámica de la masa de 8 kg que cae libremente desde una altura preestablecida.

Figura 5

Resultados de un ensayo de PDC



- **Procedimiento**

» La parte más ancha de la punta del cono es asentada a nivel con la superficie del material a ser ensayado. El operador sostiene el dispositivo a través de la manija en una posición vertical, levanta y libera el martillo de manera que caiga desde la altura especificada. Con ayuda de una escala, se mide la cantidad de milímetros (con aproximación a 1 mm o 0.04") que penetra la sonda para un determinado número de golpes de la masa.

» El número de golpes entre lecturas, varía así: para suelos blandos 1 golpe, para suelos normales 5 golpes y para suelos resistentes 10 golpes.

» El ensayo se debe detener si, luego de 5 golpes, el aparato no avanza más de 2 mm.

» Registrar la penetración por golpe (índice PDC), enseguida, mediante la correlación apropiada, en función de las características del suelo ensayado, calcular el CBR estimado *in situ*.

2.1.6.2. CBR con muestras inalteradas (INV E-148-13)

La diferencia entre determinar la relación de soporte de california (*California Bearing Ratio* - CBR) para suelos inalterados respecto al CBR en laboratorio, es simplemente en la forma como se toma la muestra. En ambos casos, este ensayo se realiza bajo los lineamientos de la norma INV E-148-13.

En este ensayo, es muy importante que el suelo analizado se encuentre en estado natural y sus propiedades inalteradas, lo más importante es clasificar el tipo de suelo y conocer los controles apropiados a la hora de tener suelos de muy mala calidad. Para la toma de las muestras, se usan los mismos moldes empleados para CBR en laboratorio, armados en los extremos de su respectivo collarín; evaluando así la calidad relativa (características de resistencia y deformación) del suelo. Este ensayo se realiza generalmente sobre suelos de subrasante para correlacionar la humedad en el terreno y la humedad óptima de compactación.

Se recomienda para suelos finos y arenosos cuando las condiciones de la subrasante no se van a alterar. Se usa sobre suelos granulares con fines de rehabilitación de pavimentos.

Figura 6
CBR inalterado



2.1.6.3. Deflectómetro de Impacto Liviano – LWD (Osorio, 2008)

El Deflectómetro de Impacto Liviano (*Light Weigth Deflectometer* - LWD) es un deflectómetro de impacto portátil que fue creado para realizar mediciones *in situ* de módulos elásticos de bases, subbases y subrasantes de pavimentos. A pesar de que por sí mismo el ensayo es no destructivo, para realizarlo es necesario remover la asfáltica con el fin de poder evaluar los materiales existentes en la estructura de pavimento en servicio.

Este equipo tiene su origen en Alemania y a la fecha existen diversos tipos de LWD en el mercado, los cuales tienen un mecanismo similar de funcionamiento, pero son bastante diferentes en su diseño y modo de operación. por lo que las mediciones con cada uno también son variables.

El LWD es la alternativa más sencilla y económica para ensayos estáticos de carga, ya que es muy versátil porque pesa menos de 20 kg y puede ser fácilmente cargado en sitios de construcción de pavimentos. Además, no requiere mediciones referenciales, por lo que puede reemplazar exitosamente los onerosos y largos ensayos estáticos de plato de carga. Por otro lado, este equipo reproduce el nivel de tensiones de trabajo a la que están sometidas las capas intermedias de un pavimento flexible.

El principio de funcionamiento de este tipo de equipo es el mismo que el del deflectómetro de impacto FWD, pero con cargas mucho menores. Consiste básicamente en un equipo de carga que produce una carga dinámica que impacta el suelo sobre un plato de carga y mide la deflexión mediante un geófono central. El funcionamiento de este equipo se puede explicar en forma sencilla observando la Figura 7. El mismo se coloca sobre la capa que se desee medir con el plato bien apoyado. Luego, se levanta la carga hasta la altura necesaria para reproducir la presión requerida sobre la capa evaluada y se deja caer libremente la carga. La barra por donde se desliza la carga, posee una manija ajustable con dispositivo de seguridad que se emplea para determinar la altura de caída del peso. La carga impacta sobre unos amortiguadores de caucho que son los que determinan la duración y valor pico del pulso de carga; a mayor número de amortiguadores, da un pulso más corto y un pico de carga más alto.

Figura 7
Deflectómetro de Impacto Liviano - LWD



El equipo está equipado con una celda de carga de precisión que mide la fuerza de impacto que produce el peso de caída, y con un geófono de precisión (sensor de velocidad sísmica) que mide la velocidad con que se deforma la capa evaluada a causa del impacto producido por la carga. El geófono está en contacto directo con el material de la capa a evaluar a través de un orificio en el plato de carga, que permite obtener mediciones más precisas.

El LWD se conecta de forma inalámbrica a un computador portátil o a uno de bolsillo, al cual transmite, de forma instantánea, los valores medidos por la celda de carga y el geófono. Con estos valores, el software instalado en el computador calcula y muestra inmediatamente el valor de módulo elástico de la capa evaluada, según la siguiente ecuación.

$$E_{LWD} = \frac{2\sigma\emptyset}{D}\left(1-\mu^2\right)$$

Donde:

E_{LWD} = Módulo medido con el Deflectómetro de Impacto Liviano
σ = Presión aplicada
$\emptyset$ = Diámetro del plato de carga
D = Deflexión registrada
μ = Relación de Poisson

2.1.6.4. Densidad

- Cono y arena (INV E-161-13). La norma INV E-161-13 describe el método de medición de la densidad con cono y arena. Es un método para determinar la densidad y el peso unitario de suelos compactados. Existen varios métodos para determinar el grado de compactación, pero este es uno de los más confiables y fáciles de realizar. Se considera como un método destructivo, ya que se basa en extraer material de un hueco, el cual se realiza sobre la capa de material existente. La calidad durante un proceso de compactación en campo, se mide a partir de un parámetro conocido como grado de compactación.

Su evaluación involucra la determinación previa del peso específico y de la humedad óptima correspondiente a la capa de material ya compactado.

- **Equipo y materiales**

» Aparato del cono y arena

» Arena

» Balanza

» Equipo para el secado

» Equipo misceláneo: pica, cinceles, cucharas para excavar el hueco, puntillas para asegurar la placa base, recipientes, bolsas, brocha, formatos de ensayo.

Figura 8
Equipo densidad cono y arena



- **Procedimiento**

» Previo a la realización del ensayo, se debe determinar la densidad de la arena y la constante del cono.

» Se determina el peso del cono con el frasco que contiene la arena; se lleva al sitio elegido para realizar el ensayo.

» Se limpia y empareja el sitio elegido para la determinación de la densidad, se coloca la placa de base, de modo que su agujero quede ubicado exactamente sobre el punto de ensayo, se excava y extrae el material con ayuda del cincel y el martillo realizando un orificio de diámetro algo inferior al de la placa de base, hasta una profundidad igual al espesor de la capa cuya densidad se definió determinar. La excavación debe realizarse procurando recuperar todo el material excavado.

» El volumen del hueco de ensayo depende del tamaño máximo de las partículas y el espesor de la capa compactada.

» Se pesa el material extraído y se toma parte de este para la determinación de la humedad al horno o con el humedómetro. Cuando sea necesario, se hace corrección por sobretamaños, de acuerdo con la INV E-143-13, se determina la masa del material retenido en el tamiz de control.

» Se invierte el frasco con el cono sobre el orificio excavado, se abre la válvula lentamente (con el fin que la arena caiga con una densidad constante en todo el orificio) hasta que deje de fluir y se cierra la válvula.

» Se levanta el frasco con el cono y la arena restante, y se procede a pesarlo. Se recoge el material vertido a ras de la placa, la cual queda limpia para luego depositarla en el frasco, y el material que queda en el orificio se lleva a un recipiente para luego ser sometido a un proceso de limpieza.

- **Cálculos**

» Calcular el volumen del hueco de ensayo.

» Calcular la masa seca del material removido del hueco de ensayo.

» Calcular la densidad húmeda in situ del material ensayado.

» Calcular la densidad seca in situ del material ensayado.

- **Densímetro nuclear (INV E-164-13):** es un instrumento de campo utilizado en ingeniería geotécnica para determinar la densidad y la humedad del suelo, y del suelo-agregado compactado. Este ensayo se encuentra normalizado en la INV E-164-13. El dispositivo utiliza la interacción de la radiación gamma con la materia para medir la densidad, ya sea a través de la transmisión directa o el método de la retrodispersión. El dispositivo determina la densidad del material mediante el recuento del número de fotones emitidos por una fuente radiactiva, que son leídos por los tubos detectores en la base del instrumento. Un intervalo de tiempo de 60 segundos se utiliza típicamente para el período de conteo.

  El densímetro nuclear se utiliza en una capa de material para establecer el porcentaje de compactación. Antes de realizar las pruebas de campo, el técnico realiza una calibración del equipo mediante el conteo de velocidad, densidad y humedad sobre una referencia estándar. Los conteos estándar son la cantidad de radiación liberada por las dos fuentes nucleares dentro de la máquina, sin pérdida o fuga.

  Con el uso de una varilla de ¾" de diámetro, se crea un agujero en la base compactada a golpe de martillo. El densímetro se coloca en la parte superior del agujero y, a continuación, la sonda se inserta en el agujero por el desbloqueo del mango en la parte superior de la sonda. Una fuente produce radiación que interactúa con los átomos del suelo, y luego se compara con el recuento estándar para calcular la densidad. La otra fuente interactúa con átomos de hidrógeno para calcular el porcentaje de agua en el suelo.

  En el modo de transmisión directa, la fuente se extiende a través de la base de la galga en un agujero taladrado previamente; el posicionamiento de la fuente es a la profundidad deseada. El procedimiento de prueba es análogo a enterrar una cantidad conocida de material radioactivo a una profundidad específica, y luego usando un contador Geiger en la superficie del suelo para medir la eficacia con bloques de densidad del suelo de la penetración de la radiación gamma a través del suelo. A medida que aumenta la densidad del suelo, menos radiación puede pasar a través de ella, debido a la dispersión de las colisiones con los electrones en el suelo que está siendo probado.

Como el nivel de humedad del suelo es en parte responsable de su densidad, el indicador también contiene un medidor de humedad de neutrones que consiste en una fuente de neutrones de alta energía americio/berilio y un detector de neutrones térmicos. Los neutrones de alta energía se retrasan cuando colisionan con los átomos de hidrógeno, y el detector de neutrones cuenta el retraso. Este conteo es proporcional al contenido de agua del suelo, ya que el hidrógeno en esta agua es responsable de casi todo el hidrógeno que se encuentra en la mayoría del suelo. El medidor calcula el contenido de humedad, lo resta de la densidad de la capa, y reporta la densidad seca del suelo.

Figura 9
Densímetro nuclear



2.2. Caracterización de materiales en laboratorio

2.2.1. Propiedades índices

Las propiedades índices de los suelos sirven para identificar y clasificar un suelo, entre estas se encuentran: contenido de humedad, la granulometría, los índices de consistencia, gravedad específica y peso unitario.

2.2.1.1. Contenido de humedad (INV E-122-13)

El procedimiento para determinar el contenido de humedad de muestras de suelo, roca y mezclas de suelo agregado, se encuentra descrito en la norma INV E-122-13. Este ensayo tiene por finalidad determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica. La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa, junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente, en aquellos de textura más fina), como, por ejemplo, cambios de volumen, cohesión y estabilidad mecánica.

El método tradicional de determinación de la humedad del suelo en laboratorio, es por medio del secado a horno, siendo expresada como la relación en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada masa de suelo y el peso de las partículas sólidas.

Figura 10
Ensayo de humedad



2.2.1.2. Determinación del tamaño de las partículas (INV E-123-13)

Es la determinación de las proporciones de los diferentes tamaños de grano. La granulometría o la distribución de tamaños de partículas dentro de un suelo, es una característica descriptiva esencial de los suelos. La clasificación del suelo, por ejemplo, en grava, arena, arcilla limosa, etcétera, se basa en gran parte en la granulometría. También, muchas propiedades de ingeniería como la permeabilidad, resistencia, potencial de hinchamiento y susceptibilidad a la acción de las heladas, están estrechamente correlacionadas con los parámetros de granulometría. La granulometría se mide en el laboratorio utilizando dos pruebas: un análisis mecánico mediante tamizado para la fracción de arena y gravas, y una prueba mediante el hidrómetro para materiales conformados por limo y arcilla fina.

La granulometría se cuantifica por el porcentaje (más comúnmente en peso) del suelo, que es más fino que un tamaño dado ("porcentaje pasa"), contra el tamaño del grano. Las características de gradación también se expresan en términos del parámetro D_n, donde D es el tamaño de la partícula más grande en el n por ciento de la fracción más fina del suelo. Por ejemplo, D_{10} es el tamaño de partícula más grande en el 10 % de la fracción más fina de suelo; D_{60} es el tamaño de partícula más grande en el 60 % de la fracción más fina de suelo (FHWA, 2006, p. 193).

El coeficiente de uniformidad, definido originalmente por Terzaghi y Peck, se utiliza para evaluar la uniformidad del tamaño de las partículas de un suelo. Se expresa como la relación entre D_{60} y D_{10}.

Figura 11
Ensayo de granulometría



2.2.1.3. Índices de consistencia

La plasticidad describe la respuesta de un suelo a los cambios en el contenido de humedad. Al agregar agua a un suelo, su consistencia cambia de duro y rígido a blando y flexible, se dice entonces que el suelo exhibe plasticidad. Las arcillas pueden ser muy plásticas, los limos ser ligeramente plásticos, y las arenas y las gravas no plásticas. En un suelo fino-granular, el comportamiento está a menudo más correlacionado con plasticidad que con la granulometría.

La plasticidad de los suelos se cuantifica en términos de los límites de Atterberg. Los valores de estos límites corresponden a los valores del contenido de humedad, donde la consistencia del suelo cambia progresivamente de estado sólido a líquido. La plasticidad es una característica clave en los sistemas de clasificación de suelos AASHTO y SUCS.

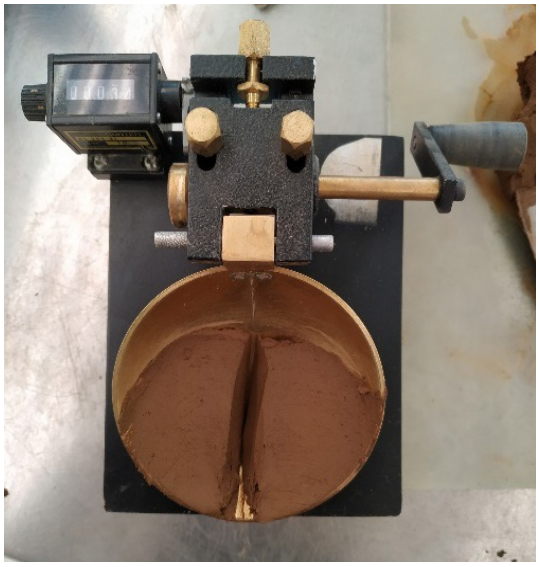
» Límite líquido (INV E-125-13): define la transición cuando el suelo pasa de un estado líquido a uno plástico.

» Límite plástico (INV E-126-13): define la transición cuando el suelo pasa de un estado plástico a uno semisólido.

» Límite de retracción o contracción (INV E-127-13): define la transición cuando el suelo pasa de un estado semisólido a uno sólido, y se contrae al perder humedad.

» Índice de plasticidad: rango de contenido de agua dentro del cual un suelo se comporta plásticamente. Numéricamente, es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Figura 12
Ensayo de límite líquido



2.2.2. Propiedades mecánicas

La rigidez es la característica mecánica más importante de los materiales no ligados usados en pavimentos. Las rigideces relativas de las múltiples capas dictaminan la distribución de los esfuerzos y deformaciones dentro del sistema de pavimento. La rigidez de la subrasante y de la capa de base granular no ligada, influyen en la deformación horizontal de tracción en la base de la capa asfáltica y en la deformación vertical

de compresión en la parte superior de la subrasante para un sistema de pavimento flexible tricapa. Estos parámetros de respuesta del pavimento están directamente relacionados con el agrietamiento por fatiga de la capa asfáltica y el desempeño por ahuellamiento de la subrasante, respectivamente.

El parámetro preferido para caracterizar la rigidez de materiales no ligados en pavimentos es el módulo resiliente (M_r), el cual está definido como el módulo de descarga en un proceso de carga repetida.

Varios procedimientos de diseño de pavimentos reconocen la necesidad de correlacionar el M_r con otras propiedades utilizadas en el pasado para caracterizar materiales no ligados, en particular con la relación de soporte de California - CBR y el valor de resistencia Hveen - Valor R. Estos métodos de caracterización continúan siendo utilizados por muchas agencias de carreteras.

2.2.2.1. Relación de Soporte de California - CBR (INV E-148-13)

La prueba de CBR es una medida indirecta de la resistencia de un suelo. El ensayo se basa en la relación entre el esfuerzo requerido para introducir un pistón normalizado de 3 $pulg^2$ dentro de una probeta de suelo de 6 pulg de diámetro y 5 pulg de altura, con una velocidad de 0.05 pulg/min. Durante el ensayo, se registra la presión desde 0.025 pulg (0.635 mm) de penetración hasta 0.5 pulgadas (12.7 mm) y el valor del CBR es la relación entre el valor de la presión medida y el valor de resistencia al corte en una roca triturada patrón, expresada en porcentaje. Los valores de CBR se usan comúnmente para carreteras, aeropuertos, estacionamientos y otros diseños de pavimentos basados en métodos de diseño empíricos.

El CBR no es una propiedad fundamental del material y, por lo tanto, no es adecuado para su uso directo en los procedimientos de diseño mecanicista y empírico-mecanicista. Sin embargo, es una prueba relativamente fácil y económica de realizar, tiene una larga historia en el diseño de pavimentos y está razonablemente bien correlacionada con propiedades fundamentales como el módulo resiliente. En consecuencia, continúa siendo utilizado en la práctica.

Figura 13
Ensayo de CBR



2.2.2.2. Módulo resiliente (INV E-156-13)

El módulo resiliente es una medida de la capacidad de soporte de los suelos considerando su comportamiento no lineal, en definitiva, el módulo elástico basado en una medida de la deformación unitaria recuperable bajo cargas repetidas se llama módulo resiliente, definido como:

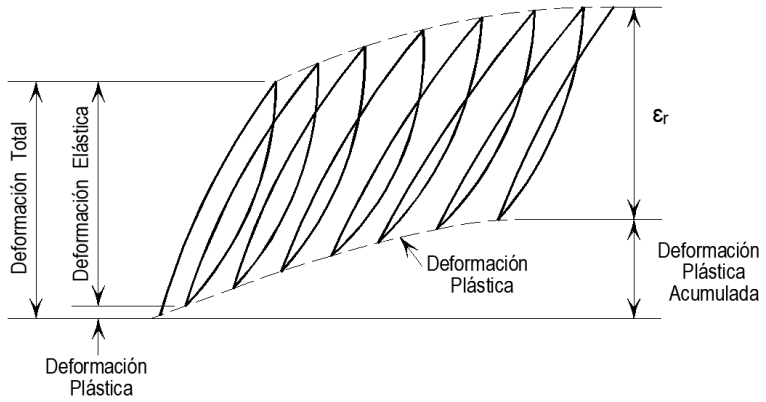
$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente
σ_d = Esfuerzo desviador axial
ε_a = Deformación axial recuperable

En la cual σ_d es el esfuerzo desviador, que es el esfuerzo axial en una prueba de compresión inconfinada o el esfuerzo axial en exceso a la presión de confinamiento en un ensayo de compresión triaxial. Debido a que usualmente la carga aplicada es pequeña, la prueba de módulo resiliente es una prueba no destructiva, y la misma muestra se puede utilizar para diferentes pruebas bajo diferentes cargas y condiciones ambientales (Huang, 2004).

Figura 14

Deformaciones bajo cargas repetidas (Huang, 2004)



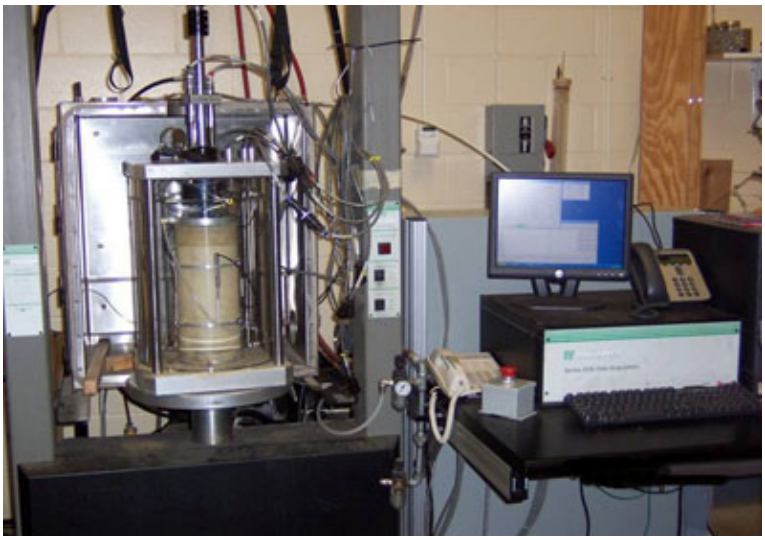
El ensayo de módulo resiliente consiste básicamente en someter a una probeta de material a un estado de esfuerzos compuesto por una presión de confinamiento y un esfuerzo desviador dinámico, de tal manera que se reproduzcan las condiciones a las que se encuentra un suelo en un camino cuando es solicitado por una carga impartida por un vehículo circulando a cierta velocidad.

El ensayo puede ser ejecutado para cualquier tipo de material, desde un suelo cohesivo hasta un granular estabilizado. Sin embargo, las características de ensayo (por ejemplo, el estado de esfuerzos) condicionan la respuesta del módulo resiliente para distintos tipos de materiales. Con base en esta consideración, se han definido distintas formulaciones para estimar el módulo resiliente en suelos friccionantes (granulares), los cuales pueden ser de base, subbase o subrasante; y para suelos cohesivos (finos), generalmente de subrasante (Urbaéz et ál., 2004).

Cuando un vehículo circula sobre un pavimento, sus ruedas transmiten cargas que generan, al interior de la estructura de ese pavimento y al suelo de subrasante, un estado de esfuerzos que, a su vez, induce a un estado de deformaciones. Sólo parte de la deformación total generada se recupera al cesar la solicitación aplicada. Si se extrae un elemento diferencial de un paquete estructural y se estudian sus condiciones de borde y solicitación, se puede ver que este se encuentra bajo dos acciones, una de ellas está formada por el confinamiento brindado por el material circundante y su grado de compactación, y la otra es una solicitación dinámica ocasionada por la presión producida por la impronta del neumático de los ejes que conforman el tránsito. Bajo este estado de carga dinámica, es necesario definir una relación entre las tensiones y las deformaciones, nombrada en la bibliografía como módulo resiliente que es básicamente aquella que relaciona las tensiones aplicadas y las deformaciones recuperables (Alderete y Brizuela, 2014).

La obtención del módulo resiliente en laboratorio se realiza con una cámara triaxial, que posibilita modelar el confinamiento lateral que le brinda el suelo circundante en el campo, y un dispositivo neumático para aplicar el esfuerzo desviador que simula las acciones del tránsito.

Figura 15
Ensayo de módulo resiliente



Ante los habituales materiales no ligados viales con comportamiento no lineal, el módulo resiliente varía para distintos esfuerzos desviadores, por lo que este concepto le da origen a lo que se denominan ecuaciones constitutivas, que pueden representarse con diversos modelos de ajuste. Ensayando un material compactado a una densidad prefijada y con una humedad establecida, para distintas combinaciones de confinamiento y esfuerzo desviador, se puede obtener una ecuación constitutiva propia de ese material en esas condiciones, mediante el ajuste por regresión de los parámetros de calibración a un modelo dado.

2.2.3. Módulo resiliente en suelos de grano fino de subrasante

2.2.3.1. Características del ensayo en suelos de grado fino

El acondicionamiento de la muestra para suelos de grano fino no es tan extensivo como para los materiales granulares. La AASHTO recomienda el uso de una presión de confinamiento de 6 lb/pulg^2 (41 kPa) seguido de 200 repeticiones para cada esfuerzo desviador de 1, 2, 4, 8 y 10 lb/pulg^2 (6.9, 14, 28, 55 y 69 kPa). Después del acondicionamiento de la muestra, se aplica la siguiente secuencia de esfuerzos y se registran los resultados para cada 200 repeticiones de carga para cada esfuerzo desviador:

1. Aplique un esfuerzo desviador de 1 lb/pulg^2 (6.9 kPa) bajo presiones de confinamiento de 6, 3 y 0 lb/pulg^2 (41, 21 y 0 kPa).

2. Aplique un esfuerzo desviador de 2 lb/pulg^2 (14 kPa) bajo presiones de confinamiento decrecientes de 6, 3 y 0 lb/pulg^2 (41, 21 y 0 kPa).

3. Continúe con la secuencia esfuerzo desviador constante y presión de confinamiento decreciente para los esfuerzos desviadores de 4, 8 y 10 lb/pulg^2 (24, 48 y 69 kPa).

Se cree que un esfuerzo desviador de 10 lb/pulg^2 es probablemente el mayor que puede ocurrir en la subrasante. Si se requiere el módulo resiliente con esfuerzos desviadores más grandes, se deben

utilizar esfuerzos desviadores de mayor magnitud hasta que se alcance la resistencia a la compresión inconfinada (Huang, 2004).

2.2.3.2. Modelos constitutivos

Para evaluar el comportamiento elástico no lineal de los suelos, se realizan ensayos de compresión triaxial bajo carga repetida en un amplio rango de esfuerzos verticales y presiones de confinamiento. Por lo tanto, el módulo resiliente no resulta en un solo valor, pero define el módulo en diferentes estados de esfuerzo. En otras palabras, para la mayoría de suelos de subrasante, el módulo resiliente es dependiente del estado de esfuerzo usado.

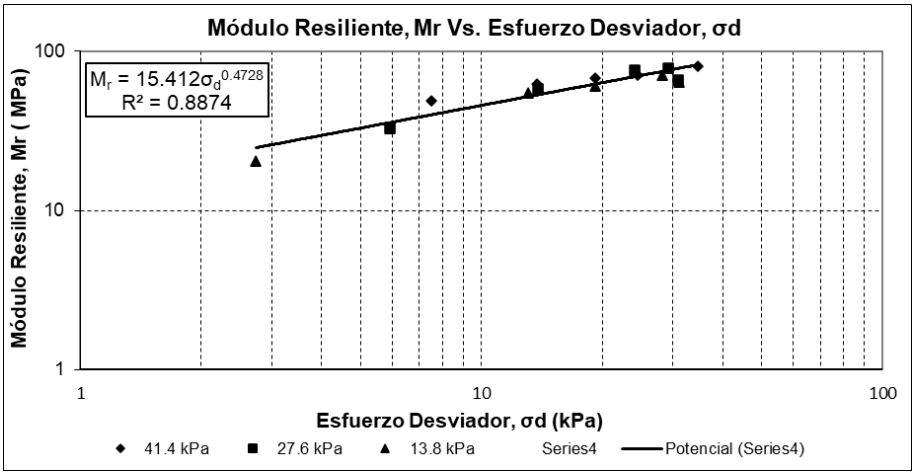
Los modelos constitutivos buscan correlacionar el módulo resiliente con los esfuerzos actuantes y las propiedades fundamentales del material. El siguiente modelo referenciado en la guía AASHTO 1993 se emplea para suelos de grano fino (H. Von Quintus y Killingsworth, 1997):

$$M_r = K_1 \left(\sigma_d\right)^{K_3}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante.
σ_d = Esfuerzo desviador.
K_1 y K_3 = constantes de regresión.

A manera de ejemplo, la siguiente figura presenta el resultado de un ensayo de módulo resiliente con el modelo constitutivo referenciado.

Figura 16
Curva de módulo resiliente



2.2.3.3. Factores que influyen en el módulo resiliente

Como se ha observado, el módulo resiliente no es una propiedad constante del suelo, sino que depende de muchos factores entre los que se encuentran:

» **Número de aplicaciones del esfuerzo:** al someter al ensayo varios especímenes de arcilla con la secuencia recomendada por el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras (*Strategic Highway Research Program* - SHRP), se registró una variación importante del módulo durante todo el proceso de carga cíclica. Donde al aumentar el número de ciclos, muestra tendencia a un valor constante.

» **Tixotropía:** arcillas compactadas a altos grados de saturación, particularmente por métodos de compactación que inducen cortantes en el suelo, muestran un pronunciado incremento en la resistencia si se permite un periodo de reposo. Este incremento en resistencia es atribuido a la tixotropía y al cambio progresivo en los arreglos de las partículas y presiones de poro del agua dentro del suelo en un tiempo prolongado.

» **Magnitud del esfuerzo desviador:** el módulo resiliente es dependiente del esfuerzo desviador aplicado, y presenta poca influencia del esfuerzo de confinamiento. Su valor decrece rápidamente con el incremento del esfuerzo desviador; no obstante, la variación ya no es apreciable a niveles de esfuerzo desviador superiores a 40 kPa.

Generalmente, el módulo resiliente se evalúa para un esfuerzo desviador de 69 kPa (10 lb/pulg^2). Sin embargo, el esfuerzo desviador para estimar el módulo resiliente debe corresponder a aquel actuante con el estado de esfuerzos que ocurre en la subrasante para las condiciones del pavimento en servicio.

» **Método de compactación:** el método de compactación tiene un efecto importante, ya que influye en la forma como se acomodan las partículas de arcilla. Los cambios en la estructura parecen ser debidos, en gran medida, al cortante inducido en el suelo durante la compactación.

Cuando las muestras se compactan a bajos grados de saturación, no hay una deformación apreciable inducida por el método de compactación, y las partículas de arcilla asumen un arreglo al azar, correspondiente a una estructura floculada. Por otra parte, cuando las muestras son compactadas a altos grados de saturación (arriba de 85 %), como ocurre en el lado húmedo de la curva de compactación, la resistencia al esfuerzo cortante inducida durante la compactación puede variar considerablemente. En suelos que se compactan mediante amasado, el pisón penetra en el suelo y causa levantamiento adyacente de la superficie del suelo como resultado de las deformaciones. Las partículas de arcilla tienden a alinearse en forma paralela, formando una estructura de tipo dispersa. No obstante, si el mismo suelo es compactado estáticamente, no hay posibilidad de que exista ningún desplazamiento lateral y las partículas tienden a conservar su estructura floculada.

» **Grado de compactación y contenido de agua:** se sabe que el módulo resiliente de los suelos no es una propiedad constante, sino que es dependiente de varios factores, entre otros el peso específico seco y el contenido de agua.

La magnitud del módulo resiliente para un valor de contenido de agua dado, aumenta con el peso volumétrico hasta cierto valor, y después disminuye para grados de saturación elevados, en especial después del correspondiente a los óptimos de compactación.

2.2.3.4. Módulo resiliente en servicio

Para definir el módulo resiliente que va a desarrollar el suelo *in situ* a partir de los resultados de ensayos de laboratorio, se deben conocer los esfuerzos totales lateral y vertical e incluir la presión de tierras en reposo. Para determinar estos valores, se debe determinar los pesos unitarios, el espesor de cada capa de pavimento y el espesor de los estratos o capas de suelo por encima del punto de determinación del módulo resiliente. A continuación, se describe el procedimiento a seguir.

» **Determinación del coeficiente de presión de tierras en reposo para la subrasante natural:** este se calcula en función de la relación de Poisson de la subrasante.

$$K_{0_{SR}} = \frac{\mu}{1-\mu}$$

Donde:
K_{0SR} = Coeficiente de presión de tierras en reposo de la subrasante.
μ = Relación de Poisson de la subrasante.

» **Cálculo del esfuerzo horizontal en reposo para la estructura de pavimento asumida:** corresponde al generado por la presión de tierras, en función del coeficiente de presión de tierras, y del peso unitario y espesores de las capas del pavimento.

» **Peso unitario promedio ponderado de la estructura de pavimento:** es función de los diferentes espesores de las capas de pavimento y los respectivos pesos unitarios de estas.

$$\gamma_p = \frac{\gamma_{CA} \cdot h_{CA} + \gamma_{GR} \cdot h_{GR}}{h_{CA} + h_{GR}}$$

Donde:
γ_p = Peso unitario promedio ponderado de la estructura de pavimento, kg/m^3.
γ_{CA} = Peso unitario de la capa de concreto asfáltico, kg/m^3.
γ_{GR} = Peso unitario de la capa granular, kg/m^3.
h_{CA} = Espesor de la capa de concreto asfáltico, m.
h_{GR} = Espesor de la capa granular, m.

» **Esfuerzo horizontal debido al pavimento:** este esfuerzo ocasionado por la presión horizontal de tierras, se calcula justo al inicio de la subrasante natural, en los primeros 10 cm, que son los que sufrirán el mayor esfuerzo de confinamiento, además de ser el punto de control de esfuerzos y deformaciones por el método racional de diseño de pavimentos.

$$P_0 = K_{0SR} \cdot \left[\gamma_p \cdot H_p + \gamma_{SR} \cdot H_{SR} \right]$$

Donde:
P_0 = Presión horizontal de tierras, kg/m^2.
K_{0SR} = Coeficiente de presión de tierras en reposo de la subrasante.
γ_p = Peso unitario promedio ponderado de la estructura de pavimento, kg/m^3.
γ_{SR} = Peso unitario de la capa de subrasante, kg/m^3.
H_p = Espesor estructura de pavimento, m.
H_{SR} = Espesor bajo la capa de subrasante al cual se evalúa, m.

» **Esfuerzo horizontal en servicio para la estructura de pavimento asumida debido a la sobrecarga:** se calcula por medio de la teoría elástica para la carga del eje simple de 8.2 toneladas a una profundidad de 10 cm bajo la subrasante, de esta manera se tiene en cuenta el efecto del paso de la rueda sobre el estado de confinamiento de la subrasante natural. Para determinar este valor, se adopta una de las correlaciones del módulo resiliente estimado en función del CBR.

Con la ayuda de un software multicapa elástico (p. ej., BISAR 3.0, EVERSTRESS 5.0, DEPAV), se obtiene:

$$\sigma_h = \sigma_x = \sigma'_3$$

Donde:
σ_h = Esfuerzo horizontal en servicio debido a la sobrecarga de la rueda, kPa.

» **Esfuerzo horizontal total de la subrasante natural:** este corresponde al estado de confinamiento total de la subrasante natural, producto del peso de la estructura de pavimento, y al paso de la rueda del vehículo que la solicita.

$$\sigma_3 = \sigma'_3 + P_0$$

Donde:
σ_3 = Esfuerzo horizontal total debido a la sobrecarga y al pavimento, kPa.
σ'_3 = Esfuerzo horizontal en servicio debido a la sobrecarga de la rueda, kPa.
P_0 = Presión horizontal de tierras, kPa.

» **Esfuerzo desviador en servicio para la estructura de pavimento asumida debido a la sobrecarga:** se calcula por medio de la teoría elástica para la carga del eje simple de 8.2 toneladas a una profundidad de 10 cm bajo la subrasante. Del análisis con el software multicapa elástico, se obtiene el resultado.

σ_z

$$\sigma'_d = \sigma_z - \sigma_x$$

Donde:
σ'_d = Esfuerzo desviador en servicio debido a la sobrecarga de la rueda, kPa.
σ_z = Esfuerzo vertical en servicio debido a la sobrecarga de la rueda, kPa.
σ_x = Esfuerzo horizontal en servicio debido a la sobrecarga de la rueda, kPa.

» **Esfuerzo desviador total de la subrasante natural:** corresponde al producido por la estructura de pavimento y la sobrecarga generada por el paso de la rueda del vehículo.

$$\sigma_d = \sigma'_d + P_0\left(\frac{1}{K_{0SR}} - 1\right)$$

Donde:

σ_d = Esfuerzo desviador total debido a la sobrecarga y al pavimento, kPa.
σ'_d = Esfuerzo desviador en servicio debido a la sobrecarga de la rueda, kPa.
P_0 = Presión horizontal de tierras, kPa.
K_{0SR} = Coeficiente de presión de tierras en reposo de la subrasante.

» **Determinación del módulo resiliente en servicio:** se calcula al reemplazar las variables determinadas en la ecuación constitutiva del módulo resiliente, iterando, realizando ajustes en los M_r asumidos, hasta el momento en que el M_r, calculado con la ecuación constitutiva en la capa, coincida con el asumido.

2.2.4. Módulo resiliente en suelos granulares no ligados de subbase y base

2.2.4.1. *Características del ensayo en suelos granulares*

Las pruebas del módulo resiliente para materiales granulares y para suelos de grano fino, están especificadas por la *American Association of State Highway Officials* - AASHO (1989) en la norma T274-82, módulo resiliente para suelos de subrasante. El acondicionamiento de la muestra se puede llevar a cabo aplicando varias combinaciones de presión de confinamiento y esfuerzos desviadores, como sigue:

1. Fije una presión de confinamiento a 5 lb/pulg^2 (35 kPa), y aplique un esfuerzo desviador de 5 lb/pulg^2 (35 kPa) y luego de 10 lb/pulg^2 (69) kPa, cada uno para 200 repeticiones.
2. Fije una presión de confinamiento a 10 lb/pulg^2 (69 kPa), y aplique un esfuerzo desviador de 10 lb/pulg^2 (69 kPa) y luego 15 lb/pulg^2 (104 kPa), cada uno con 200 repeticiones.
3. Fije una presión de confinamiento de 15 lb/pulg^2 (104 kPa), y aplique un esfuerzo desviador de 15 lb/pulg^2 (104 kPa) y luego 20 lb/pulg^2 (138 kPa), cada uno con 200 repeticiones.

Después del acondicionamiento de la muestra, se aplica la siguiente secuencia incremental de esfuerzo desviador y presión de confinamiento, y los resultados se registran cada 200 repeticiones por cada esfuerzo desviador:

1. Fije la presión de confinamiento a 20 lb/pulg^2 (138 kPa), y aplique esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10, 15 y 20 lb/pulg^2 (6.9, 14, 35, 69, 104 y 138 kPa).
2. Reduzca la presión de confinamiento a 15 lb/pulg^2 (104 kPa), y aplique esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10, 15 y 20 lb/pulg^2 (6.9, 14, 35, 69, 104 y 138 kPa).
3. Disminuya la presión de confinamiento a 10 lb/pulg^2 (69 kPa), y aplique esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10 y 15 lb/pulg^2 (6.9, 14, 35, 63 y 104 kPa).
4. Reduzca la presión de confinamiento a 5 lb/pulg^2 (35 kPa), y aplique esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 10 y 15 lb/pulg^2 (6.9, 14, 35, 69 y 104 kPa).
5. Disminuya la presión de confinamiento a 1 lb/pulg^2 (6.9 kPa), y aplique esfuerzos desviadores de 1, 2, 5, 7.5 y 10 lb/pulg^2 (6.9, 14, 35, 52 y 69 kPa). Detenga la prueba después de 200 repeticiones del último nivel de esfuerzos desviadores o cuando falle el espécimen.

2.2.4.2. Modelos constitutivos

A continuación, se presentan algunos modelos constitutivos desarrollados para caracterizar el comportamiento de los suelos.

» **Para suelos granulares**

El siguiente modelo es una descripción práctica no lineal del módulo elástico obtenido bajo cargas repetidas aplicadas al material granular. En este modelo, el módulo elástico se expresa en función de la suma de las tensiones, representada por la siguiente ecuación (H. Von Quintus y Killingsworth, 1997):

$$M_r = K_1 (\theta)^{K_3}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante.
θ = Esfuerzo bulk.
K_1 y K_3 = constantes de regresión.

» **Para materiales granulares no ligados y suelos de subrasante**

En un intento por mejorar las deficiencias del anterior modelo, se desarrolló un nuevo modelo no lineal, el cual incorporó el efecto del esfuerzo desviador. Este se representa a continuación (H. Von Quintus y Killingsworth, 1997):

$$M_r = K_1 (\sigma_d)^{K_2} (1+\sigma_3)^{K_5}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante.
σ_d = Esfuerzo desviador.
σ_3 = Presión de confinamiento.
K_1, K_2 y K_5 = constantes de regresión.

May y Witczat sugieren utilizar la siguiente ecuación para representar los datos de laboratorio. El modelo considera los efectos del esfuerzo de corte, confinamiento y desviador mediante una formulación en términos del esfuerzo total y el desviador. Además, se ha encontrado que presenta un alto coeficiente de correlación múltiple y es aplicable en suelos de subrasante y un rango diverso de materiales no ligados para uso en pavimentos.

$$M_r = K_1 P_a \left[\frac{\theta}{P_a}\right]^{K_2} \left[\frac{\sigma_d}{P_a}\right]^{K_3}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante.
P_a = Presión atmosférica.

σ_d = Esfuerzo desviador.
θ = Invariantes de esfuerzo = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$.
K_1, K_2 y K_3 = constantes de regresión.

La guía AASHTO 2002 adopta el modelo de Uzan, el cual incluye el esfuerzo cortante octaédrico (τ_{oct}) en lugar del desviador. Este cambio proporciona mayor información acerca del cambio en los esfuerzos normales y de corte durante el ensayo; adicionalmente, se ha encontrado que describe muy bien el comportamiento tanto de suelos granulares como finos. Este modelo se conoce como K_1 - K_3 o modelo universal (INVÍAS, 2015).

Los coeficientes elásticos no lineales y los exponentes del modelo constitutivo, se determinan usando análisis de regresión no lineal para acondicionar el modelo a los resultados del ensayo de laboratorio. El modelo constitutivo generalizado se presenta enseguida.

$$M_r = K_1 P_a \left[\frac{\theta}{P_a}\right]^{K_2} \left[\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right]^{K_3}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
P_a = Presión atmosférica.
σ_d = Esfuerzo desviador.
θ = Invariantes de esfuerzo = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$.
σ_1 = Esfuerzo principal mayor.
σ_2 = Esfuerzo principal intermedio.
σ_3 = σ_2 para el ensayo de M_r en un espécimen cilíndrico.
τ_{oct} = Esfuerzo de corte octaédrico.

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

K_1, K_2 y K_3 = constantes de regresión.

2.2.4.3. *Factores que influyen en el módulo resiliente*

Varios factores influyen en el módulo resiliente de un material granular, entre estos se encuentran factores inherentes al tipo de material y sus características, el nivel de esfuerzos aplicado, la duración del pulso de carga y el procedimiento de prueba general.

» **Tipo de material:** en relación con el tipo de material y sus características, influyen la naturaleza de la roca, el grado de sanidad (índice de solidez de los granos) y tamaño máximo de las partículas, su angulosidad y rugosidad, composición granulométrica, etc.

  Es importante anotar que contrariamente a lo observado en suelos finos, el módulo resiliente aumenta con el nivel de esfuerzos en materiales granulares. En cuanto al tipo de material, investigaciones han reportado, por ejemplo, que una grava arcillosa puede tener módulos del orden de 375 MPa, en tanto que una grava arenosa alcanza valores de 650 MPa.

» **Tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico granulometría:** respecto a estos factores, se nota que el módulo resiliente para muestras ensayadas en especímenes con 15.24 cm de diámetro es más bajo respecto al obtenido con especímenes de 10.16 cm de diámetro. En ensayos a especímenes del mismo diámetro, valores más altos de módulo resiliente pueden ser atribuidos a la diferencia en la granulometría para los diferentes especímenes.

  Usando el método de compactación vibratoria, en los especímenes de 10.16 cm siempre se obtuvieron bajos pesos volumétricos, comparados con los que se obtuvieron para los especímenes de 15.24 cm para el mismo contenido de agua.

  Por otro lado, Thompson reportó que para una granulometría dada (material triturado o no) el tipo o naturaleza del material (caliza, arenisca, granito, etc.) generalmente no es un factor significativo en términos del módulo resiliente. Thompson y Smith observaron que el módulo resiliente de varios agregados es similar, y el tipo de agregados utilizados como base de pavimentos carreteros tienen efectos limitados en el módulo resiliente.

» **Magnitud del esfuerzo aplicado:** en el Instituto Mexicano del Transporte se desarrollaron investigaciones en las que se estudió la influencia del esfuerzo aplicado en el módulo resiliente. De los resultados obtenidos, se encontró que el módulo resiliente que alcanza un material granular una vez que la deformación recuperable llega a un valor estable, aumenta en razón directa al nivel del esfuerzo aplicado. El módulo resiliente de un material granular es, entonces, dependiente del nivel de esfuerzo aplicado y no se le puede considerar como una propiedad intrínseca del material.

» **Contenido de agua:** de los resultados de un estudio realizado con dos materiales granulares que se utilizan comúnmente en la construcción de subbases y bases de pavimento en Oklahoma, se encontró que hay gran diferencia en el módulo resiliente obtenido con materiales de granulometría fina en relación con los obtenidos en materiales de granulometría media y gruesa, los cuales difieren entre sí ligeramente.

  En cuanto al contenido de agua, se observó que salvo para niveles de esfuerzo muy pequeños, el módulo resiliente disminuye conforme el contenido de agua se incrementa.

2.2.5. Módulo en mezclas de concreto asfáltico

En el diseño de pavimentos, además del módulo resiliente, también se puede utilizar el módulo dinámico complejo y el módulo dinámico de rigidez.

2.2.5.1. Módulo resiliente

Los especímenes utilizados para las pruebas de compresión usualmente son de 4 pulg (102 mm) de diámetro y de 8 pulg (203 mm) de altura, mientras que aquellos para las pruebas de tracción indirecta son de 4 pulg (192 mm) de diámetro y 2.5 pulg (64 mm) de espesor. La ventaja de las pruebas de tracción indirecta es la de utilizar especímenes de tipo Marshall, los cuales se pueden fabricar fácilmente en el laboratorio o con núcleos extraídos de los pavimentos.

Se requiere hacer el acondicionamiento de las muestras antes de registrar la deformación recuperable. El acondicionamiento se puede efectuar aplicando una carga repetida al espécimen sin impacto durante un período mínimo, suficiente para obtener una lectura de deformación uniforme. Dependiendo de la frecuencia de carga y la temperatura, es típico un mínimo de 50 a 200 repeticiones de carga; no obstante, el mínimo para una situación dada se debe determinar, de tal manera que la deformación resiliente sea estable. Las pruebas sobre los mismos especímenes usualmente se hacen a tres temperaturas (41, 77 y 104 °F o 5, 25 y 40 °C) para generar valores de diseño sobre el rango de temperaturas que se encuentran normalmente en los pavimentos.

El módulo resiliente del espécimen a compresión se determina a partir de la siguiente expresión. La carga más frecuentemente utilizada es una carga sinusoidal de 20 lb/pulg^2 (138 kPa) con una duración de 0.1 segundo y un período de reposo de 0.9 segundo.

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente.
σ_d = Esfuerzo desviador axial.
ε_a = Deformación axial recuperable.

El módulo resiliente de las mezclas asfálticas también puede determinarse por un ensayo de tracción indirecta con carga repetida. Una carga de compresión de onda de forma de sinusoidal u otra conveniente, se aplica en el plano diametral vertical de un espécimen cilíndrico a través de unas bandas de carga, y se mide la deformación recuperable horizontal resultante. Son típicas las amplitudes de carga dinámica de 40 a 60 lb (180 a 270 kN) con una duración de carga de 0.1 segundo aplicada cada tres segundos. El dispositivo de carga repetida es el mismo que se utiliza en la prueba de compresión.

El módulo resiliente de los especímenes a tracción indirecta se calcula con la siguiente ecuación. La prueba está especificada por la Sociedad

Americana de Ensayos y Materiales (*American Society for Testing and Materials* - ASTM).

$$M_r = \frac{P(\nu + 0.2734)}{\delta \cdot t}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la mezcla asfáltica, lb/pulg^2.
P = Magnitud de la carga dinámica, lb.
ν = Relación de Poisson, generalmente se toma como 0.35.
δ = Deformación total recuperable, pulg.
t = Espesor del espécimen, pulg.

2.2.5.2. Módulo dinámico complejo

La diferencia entre la prueba del módulo resiliente y la del módulo complejo para mezclas bituminosas, es que el primero utiliza cargas con cualquier forma de ondas con un período de reposo, mientras que el segundo aplica una carga sinusoidal o haversiana sin ningún período de reposo. El módulo complejo es uno de los muchos métodos para describir la relación esfuerzo-deformación de los materiales visco elásticos.

El módulo es una cantidad compleja, del cual la parte real representa la rigidez elástica y la parte imaginaria caracteriza la humedad interna de los materiales. El valor absoluto del módulo complejo comúnmente se denomina como el módulo dinámico.

La prueba del módulo complejo usualmente se realiza sobre especímenes cilíndricos sujetos a cargas sinusoidales de compresión (Papazian, 1962). El mismo equipo utilizado para determinar el módulo resiliente, se puede utilizar para la prueba del módulo complejo. El módulo dinámico varía con la frecuencia de la carga. Para la prueba, se debe seleccionar una frecuencia que simule muy de cerca las cargas del tránsito actual, de tal manera que el módulo dinámico determinado de esta manera sea equivalente al módulo resiliente para los propósitos de diseño. La prueba del módulo dinámico está especificada por la ASTM (1989B) en D3497-79 "Método estándar de prueba para la determinación del

módulo dinámico de las mezclas asfálticas". En el método de la ASTM, se aplica un esfuerzo de compresión haversiano al espécimen por un mínimo de 30 segundos y sin pasarse de 45 segundos a temperaturas de 41, 77 y 104 °F (5, 25 y 40 °C) y a frecuencia de carga de 1, 4 y 16 Hz para cada temperatura. Las deformaciones unitarias se miden uniendo los dos cables del medidor opuestos entre sí, en el punto medio de la muestra. La relación entre el esfuerzo axial y la deformación recuperable, es el módulo dinámico.

La mayoría de las pruebas de módulo complejo se hacen aplicando una carga de compresión sinusoidal a los especímenes. Si los especímenes son realmente viscoelásticos, cualquier otro modo de prueba debe conducir a los mismos resultados. Kallas (1970) investigó el módulo complejo de las mezclas asfálticas en caliente, bajo cargas de tensión sinusoidal y cargas completas sinusoidales de tensión-compresión. El módulo dinámico y el ángulo de fase en tensión y en tensión-compresión fueron comparados con los obtenidos a compresión. Se obtuvieron las siguientes conclusiones para mezclas densas en caliente con asfalto y contenido de vacíos con aire dentro de los rangos normales.

» Las diferencias en los módulos dinámicos generalmente son insignificantes o relativamente pequeños entre las pruebas de tensión, tensión-compresión, y compresión para temperaturas que varían de 40 a 70 °F (4 a 21 °C) y frecuencia de carga entre 1 y 16 Hz.

» Las diferencias en el módulo dinámico son significativas entre las pruebas de tensión o tensión-compresión y la prueba de compresión para frecuencias de 1 Hz y a temperaturas que varían de 70 a 100 °C (21 a 38 °C). Bajo estas condiciones, el módulo dinámico en tensión o tensión-compresión en promedios se encuentran entre la mitad y los dos tercios de los valores a compresión.

» Las diferencias en el ángulo de fase son pronunciadas entre la tensión y la compresión, y son más o menos pronunciadas entre tensión-compresión y compresión.

» El ángulo de fase es mucho mayor en tensión, menor en compresión e intermedios en tensión-compresión. En promedio, el ángulo de

fase en tensión excede al de compresión por cerca al 50 %, y el ángulo de fase en tensión-compresión excede al de compresión en cerca del 25 %.

Se podría indicar que, si un diseño se basa en la teoría elástica con un módulo dinámico para las mezclas asfálticas en caliente, cualquiera de las anteriores tres pruebas podría utilizarse. Sin embargo, si se basa en la teoría visco elástica, con los módulos dinámicos y los ángulos de fase como variables de diseño, debería utilizarse un modo de prueba consistente con las condiciones de carga actual. Esto es probablemente una prueba de tensión-compresión como lo sugiere Witczak y Root (1974).

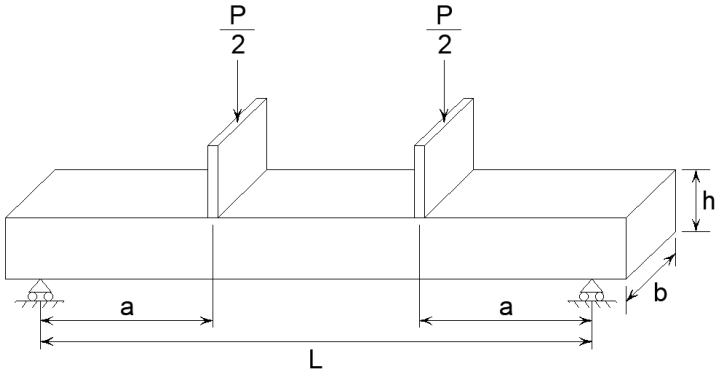
2.2.5.3. *Módulo dinámico de rigidez*

El módulo dinámico también se puede determinar mediante una prueba de flexión con un aparato de flexión de dos puntos, desarrollado por la SHELL para determinar el módulo de las mezclas asfálticas (Bonnaure et ál., 1977). En esta prueba, un espécimen fijo en la parte inferior está sujeto a una carga sinusoidal en el extremo libre. Se puede obtener un gráfico continuo de la carga y la deformación en el extremo libre y se puede calcular la rigidez de la muestra. Se proporciona otra manera de calcular el módulo de rigidez midiendo la deformación unitaria sobre la superficie en la mitad de longitud de la viga con un medidor de deformación unitaria. Debido al uso de cargas sinusoidales, los módulos de rigidez obtenidos de los nomogramas de la SHELL, son en realidad el módulo dinámico. La prueba también se puede utilizar para determinar el ángulo de fase. A partir del módulo rigidez y el ángulo de fase, se puede obtener el módulo complejo.

En la prueba de fatiga de los especímenes en vigas de asfalto, el módulo elástico de la etapa inicial se debe determinar, de tal manera que se puede calcular la deformación inicial. El módulo elástico basado en la deformación resiliente de la viga bajo repeticiones de carga, se llama módulo dinámico de rigidez.

» **Método de prueba:** se aplican cargas sinusoidales repetidas con una duración de carga de 0.1 segundo y un período reposo de 0.4 segundo en los tercios medios, como se muestra la Figura 17.

Figura 17
Ensayo de la viga en tres puntos para el módulo dinámico (Huang, 2004)



El tamaño de los especímenes utilizados por la Universidad de Berkeley California (Deacon, 1995) fue de 1.5 pulg (38 mm) de espesor y de 15 pulg (386 mm) de longitud. Para reducir la variabilidad en la prueba, el espesor de las vigas se incrementó a 3 pulg (76 mm) por el Instituto del Asfalto (Kallas y Puzinauskas, 1972). Las siguientes fórmulas basadas en la teoría de elasticidad se han utilizado frecuentemente para calcular el esfuerzo, el módulo rigidez y la deformación unitaria:

$$\sigma = \frac{3aP}{bh^2}$$

$$E_s = \frac{Pa\left(3L^2 - 4a^2\right)}{4bh^3\Delta}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_s} = \frac{12h\Delta}{3L^2 - 4a^2}$$

Donde:
σ = Esfuerzo en la fibra externa.
a = Distancia entre la carga y el apoyo más cercano.
P = Carga dinámica total, con P/2 aplicada en los tercios medios.
b = Ancho del espécimen.

h = Altura del espécimen.
E_s = Módulo de rigidez basado en la deflexión central.
L = Longitud de la luz entre apoyos.
Δ = Deflexión dinámica en el centro de la viga.
ε_t = Deformación por tracción en la fibra extrema.

Cuando a = L/3, la ecuación para determinar módulo de rigidez basado en la deflexión central se convierte a:

$$E_s = \frac{23PL^3}{108bh^3\Delta}$$

Después de considerar la deformación por cortante, Irwin y Gallaway (1974) sugirieron el uso de la siguiente ecuación para el valor de E_s:

$$E_s = \frac{23PL^3}{108bh^3\Delta}\left[1+\frac{216h^2(1+\nu)}{115L^2}\right]$$

Donde:
ν = Relación de Poisson de la viga.

Observe que la expresión entre corchetes es el factor de corrección para deformación por cortante. El factor de corrección varía con la relación de h/L.

Para una viga con relación de Poisson igual a 0.35, longitud de 12 pulg (305 mm) y altura 1.5 pulg (38 mm), el factor de corrección es 1.04, pero se incrementa a 1.16 para altura igual a 3 pulg (36 mm).

2.3. Caracterización de la resistencia mediante correlaciones

Se han desarrollado varias investigaciones enfocadas en obtener correlaciones entre las propiedades índice y mecánicas de los materiales,

con parámetros de resistencia utilizados como variable de entrada en los métodos de diseño de pavimentos. Enseguida se referencian algunas de ellas.

2.3.1. Caracterización de la subrasante

» **Caracterización a partir de propiedades índices:** el Programa Nacional Cooperativo de Investigación Vial (*National Cooperative Highway Research Program* - NCHRP) ha establecido correlaciones entre el CBR y las propiedades índices de los suelos, las cuales han sido propuestas para su implementación en el nuevo procedimiento de diseño de pavimentos AASHTO, conocido como Guía de Diseño Mecanístico Empírico de Pavimentos (*Mechanistic Empirical Pavement Design Guide* - MEPDG).

La guía AASHTO incluye la siguiente formulación a utilizar para determinar el CBR cuando los materiales existentes exhiban alguna plasticidad, como los GM, GC, SM, SC, ML, MH, CL y CH, para los cuales P_{200} x IP > 0. La expresión está contenida en el Anexo H de la guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos para carreteras del INVÍAS.

$$CBR = \frac{75}{1 + 0.728\left(P_{200} \cdot IP\right)}$$

Donde:
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.
P_{200} = Proporción del material que pasa el tamiz No. 200, expresada como decimal.
IP = Índice plástico del suelo.

A partir de los estudios realizados por el ingeniero Celestino Ruiz, quien obtuvo una ecuación para vincular el CBR con el Índice de Grupo, se procesaron datos para suelos de subrasante colombianos con el fin de determinar los valores adecuados de la ecuación, acorde a las condiciones de nuestro medio. Las expresiones son las siguientes, en función del nivel de confiabilidad (INVÍAS, 2008).

Nivel de confianza 50 %.

$$CBR = 8.7 \cdot log \frac{56}{IG}$$

Nivel de confianza 85 %.

$$CBR = 8.7 \cdot log \frac{35}{IG}$$

Donde:
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.
IG = Índice de grupo.

El índice de grupo - IG es un número empírico que se calcula como complemento de la clasificación de los suelos de subrasante en el método AASHTO, el cual está compuesto por 3 sumandos:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$$

Donde:
IG = Índice de grupo.
a = (F - 35).
b = (F - 15).
c = (LL - 40).
d = (IP - 10).
F = Porcentaje que pasa el tamiz No. 200.
LL = Límite líquido.
IP = Índice plástico.

Correlación para suelos granulares limpios, típicamente no plásticos, en los que el parámetro (wIP) es igual a cero. El parámetro (wIP) se denomina Índice de Plasticidad Ponderado y es el producto de la fracción que pasa el tamiz de 0.074 mm (No. 200) por el Índice de Plasticidad.

» **Caracterización a partir de la resistencia a la compresión inconfinada:** en un estudio, Thompson y Robnett (1979) propusieron

la siguiente expresión para correlacionar el esfuerzo a la compresión inconfinada con el módulo resiliente en suelos fino granulares (Nguyen, 2016).

$$M_r = 0.307 \cdot q_u + 0.86$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, klb/pulg^2.
q_u = Resistencia a la compresión inconfinada, lb/pulg^2.

Sandoval y Rivera (2019) presentan la siguiente expresión en la revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina de la Universidad Militar, como producto de su proyecto de grado para optar al título de ingeniero civil por parte de la Universidad del Valle.

$$CBR = \left(1.23 + 0.609 \cdot q_u\right)^2$$

Donde:
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante en condiciones de humedad natural, %.
q_u = Resistencia a la compresión inconfinada, kg/cm^2.

» **Caracterización mediante correlaciones con el CBR:** muchos investigadores han dirigido estudios para establecer la correlación entre el CBR con el módulo resiliente. A continuación, se presentan algunas de estas correlaciones.

- **Relaciones lineales entre M_r y CBR:** la siguiente ecuación suministra una relación generalizada entre el módulo resiliente y el CBR:

$$M_r = k\ CBR$$

Los valores de "k" sugeridos por diferentes investigadores y/o agencias, se presentan enseguida:

- **Dauzats and Linder [1982]:** para CBR <15 % (Reddy et ál., 2005).

$$M_r = 5 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Freeme y otros [1982]:** para CBR 3 a 15 % (Reddy et ál., 2005)

$$M_r = 15 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Skok y Finn [1962]:** para todos los suelos (Reddy et ál., 2005).

$$M_r = 13.4 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Wiseman y otros [1977]:** para todos los suelos (Reddy et ál., 2005).

$$M_r = 20 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **SHELL [1978], AASHTO [1993]:** para CBR 3 a 15 % (Reddy et ál., 2005).

$$M_r = 10 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Heukelom and Klomp [1962]:** la guía de diseño AASHTO sugiere que el módulo resiliente de suelos fino granulares no expansivos, puede ser estimado mediante la siguiente expresión, la cual aplica para suelos con CBR ≤ 10 % en condiciones de saturación (Anochie-Boateng et ál., 2015).

$$M_r = 10.3 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

$$M_r = 1500 \cdot CBR$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

Algunos estados, como Ohio, han modificado esta expresión con una constante de 1200 en vez de 1500. En Virginia, usan rangos entre 750 y 3000 para este coeficiente.

- **Relaciones no lineales entre Mr y CBR:** también, existen relaciones no lineales entre el módulo resiliente y el CBR. En seguida, se presenta la fórmula general de estas.

$$M_r = k_1 \, (CBR)^{k_2}$$

- **Jeuffroy and Bachelez [1962]** (Reddy et ál., 2005).

$$M_r = 6.5 \, (CBR)^{0.67}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Ullidtz [1987]** (Reddy et ál., 2005).

$$M_r = 10\ (CBR)^{0.73}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Ayres [1997]** (Osorio, 2008).

$$M_r = 21\ (CBR)^{0.65}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos-USACE (Green and Hall [1975])** (Sukumaran et ál., 2002).

$$M_r = 38\ (CBR)^{0.711}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

$$M_r = 5409\ (CBR)^{0.711}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Transport and Road Research Laboratory - TRRL, Lister y Powell [1987].** Esta relación, formulada por Lister y Powell durante sus investigaciones en el Laboratorio de Investigación en Transporte y Carreteras, se encuentra avalada y recomendada por la agencia investigadora AASHTO en la Guía de Diseño en su versión 2002 (Sukumaran et ál., 2002).

Para CBR ≤ 12 %.

$$M_r = 17.6\ (CBR)^{0.64}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

$$M_r = 2555\ (CBR)^{0.64}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

Para CBR > 12 y ≤ 80 %.

$$M_r = 22.1\ (CBR)^{0.55}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, MPa.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

$$M_r = 3220\ (CBR)^{0.55}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **South African Council on Scientific and Industrial Research - CSIR:** el Concilio Sur Africano de Investigaciones Científicas e Industriales presenta la siguiente ecuación (Sukumaran et ál., 2002).

$$M_r = 3000\ (CBR)^{0.65}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

- **Alabama Department of Transportation - ALDOT:** el Departamento de Transporte del Estado de Alabama usa la siguiente expresión para definir el módulo resiliente de la subrasante a partir del CBR (Timm et ál., 2010).

$$M_r = 10^{(0.85 \cdot LogCBR + 2.971)}$$

Donde:
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.

2.3.2. Caracterización de materiales granulares no ligados de subbase y base

» **Caracterización a partir de propiedades índices:** la guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos para carreteras del INVÍAS, presenta la siguiente expresión para materiales granulares limpios, típicamente no plásticos como GW, GP, SW, SP, para los cuales el producto del índice plástico por la proporción de material que pasa el tamiz No. 200 sea cero (P_{200} x IP = 0) (INVÍAS, 2008):

$$CBR = 28.09\ (D_{60})^{0.358}$$

Donde:
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.
D_{60} = Tamaño tal que el 60 % en peso del suelo sea menor o igual.

La expresión está limitada a valores de D mayores de 0.01 mm y menores de 30 mm. Si el D_{60} es menor de 0.01 mm, se recomienda adoptar un CBR igual a 5 %, y si es mayor de 30 mm se recomienda un valor CBR de 95 %.

» **Caracterización a partir del módulo de la capa de apoyo y espesores del pavimento:** de acuerdo con lo consignado en INVÍAS, "El módulo resiliente de las capas granulares se puede obtener por retrocálculo; sin embargo, de todos los módulos que se obtienen

por retrocálculo, el de las capas granulares suele ser el que mayores inconsistencias presenta" (2008, p. 344), por lo cual recomienda verificar el valor obtenido con expresiones como las siguientes, que son simplificaciones de la ley de dependencia de esfuerzos de estos materiales.

» **Expresión de Barker** (TM, 1994, p. B-I): el procedimiento para determinar el módulo resiliente de las capas granulares no ligadas, es función del espesor de la capa y el tipo de material. Para capas de subbase granular, se obtiene el módulo aplicando la expresión de Barker de la siguiente manera:

$$E_{sbg} = M_r \left[1 + 7.18\, Log\, h_{sbg} - 1.56\, Log\, M_r \cdot Log\, h_{sbg}\right]$$

Donde:
E_{sbg} = Módulo resiliente de la capa de subbase granular, lb/pulg^2.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
h_{sbg} = Espesor de la capa de subbase granular, pulg.

Para capas de base granular, la expresión a utilizar es la siguiente:

$$E_{bg} = E_{sbg} \left[1 + 10.52\, Log\, h_{bg} - 2.10\, Log\, E_{sbg} \cdot Log\, h_{bg}\right]$$

Donde:
E_{bg} = Módulo resiliente de la capa de base granular, lb/pulg^2.
E_{sbg} = Módulo resiliente de la capa de subbase granular, lb/pulg^2.
h_{bg} = Espesor de la capa de base granular, pulg.

» **Expresión del Instituto del Asfalto:** el Instituto del Asfalto desarrolló la siguiente ecuación para estimar el módulo resiliente de las capas granulares, en ella el módulo es función del módulo resiliente de la capa de apoyo, el espesor de la capa analizada, el espesor de la capa asfáltica sobre el material granular y de una constante de regresión en función del tipo de material (INVÍAS, 2008).

$$E_{GR} = 10.447 \cdot H_{CA}^{-0.471} \cdot H_{GR}^{-0.041} \cdot E_{CA}^{-0.139} \cdot M_r^{0.287} \cdot K_1^{0.868}$$

Donde:
E_{GR} = Módulo resiliente de las capas granulares, lb/pulg^2.
H_{CA} = Espesor de las capas asfálticas, pulg.
H_{GR} = Espesor de las capas granulares, pulg.
E_{CA} = Módulo dinámico de las capas asfálticas, lb/pulg^2.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
K_1 = Constante que depende del tipo de material.

De acuerdo con la guía AASHTO 1993, cada agencia de carreteras debería desarrollar sus propias correlaciones para las características específicas de sus materiales granulares. Sin embargo, ante la ausencia de estos datos, presenta el siguiente cuadro para su uso, el cual se encuentra referenciado en la guía de rehabilitación del INVÍAS.

Cuadro 2
Valores típicos de K1 para capas de base y subbase (INVÍAS, 2008, p. 345)

Tipo de material	Estado	K1	K1 valor medio
Base granular	Seco	6000 - 10000	8000
	Húmedo	4000 - 6000	5000
	Saturado	2000 - 4000	3000
Subbase granular	Seco	6000 - 8000	7000
	Húmedo	4000 - 6000	5000
	Saturado	1500 - 4000	2750

» **Expresión de SHELL:** el Módulo resiliente de las capas de base y subbase no ligadas, se puede determinar a partir del módulo resiliente de la subrasante y el espesor de la capa granular analizada. La siguiente es la expresión propuesta y utilizada por la metodología de diseño de pavimentos SHELL, en su apéndice de 1985 (INVÍAS, 2008, p. 344):

$$E_{GR} = 0.206 \cdot H_{GR}^{0.45} \cdot M_r$$

Donde:
E_{GR} = Módulo resiliente de las capas granulares, kg/cm^2.
H_{GR} = Espesor de las capas granulares, mm.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, kg/cm^2.

La anterior expresión tiene un nivel de confianza de 50 %, y su uso está limitado para la siguiente relación modular:

$$E_{sbg/bg} = k \cdot M_r$$

Límites de k: 2 < k < 4

Donde:
E_{bg} = Módulo resiliente de la capa de base granular.
E_{sbg} = Módulo resiliente de la capa de subbase granular.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante.
k = Relación modular.

» **Expresión de Mc Dowell y Hau:** como se ha apreciado, el módulo resiliente puede ser obtenido por medio de múltiples ecuaciones empíricas. Otra expresión a usar para subbase, se presenta a continuación (Alexander y Quintana, 2007):

$$E_{sbg} = M_r \left[5.35 \log h_{sbg} + 0.62 \log M_r - 1.56 \log M_r \cdot \log h_{sbg} - 1.13 \right]$$

Donde:
E_{sbg} = Módulo resiliente de la capa de subbase granular, kg/cm^2.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, kg/cm^2.
h_{sbg} = Espesor de la capa de subbase granular, cm.

En el caso de bases granulares, se puede utilizar la siguiente:

$$E_{bg} = E_{sbg} \left[8.05 \log h_{bg} + 0.84 \log E_{sbg} - 2.10 \log E_{sbg} \cdot \log h_{bg} - 2.21 \right]$$

Donde:
E_{bg} = Módulo resiliente de la capa de base granular, kg/cm^2.
E_{sbg} = Módulo resiliente de la capa de subbase granular, kg/cm^2.
h_{bg} = Espesor de la capa de base granular, cm.

2.3.3. Caracterización de la mezcla de concreto asfáltico

La rigidez de la mezcla asfáltica en caliente es un parámetro de respuesta del material que determina la deformación y el desplazamiento de la estructura de pavimento al ser sometido a la acción de cargas y descargas.

El módulo dinámico es una propiedad fundamental de las mezclas asfálticas, el cual es requerido como variable de entrada en la mayoría de sistemas de diseño de pavimentos empírico-mecanicistas. No obstante, el ensayo para determinar el módulo dinámico es difícil de realizar y es costoso.

Durante los últimos 50 años se han desarrollado numerosos modelos predictivos para la estimación del módulo dinámico, los cuales tienen como base regresiones lineales multivariadas o el análisis de regresiones no lineales de datos de laboratorio y comportamiento básico ingenieril anticipado o establecido, y/o propiedades de la mezcla de concreto asfáltico y/o sus componentes.

A continuación, se presenta una breve descripción de algunos de los modelos existentes para la estimación del módulo dinámico de la mezcla asfáltica en caliente.

» **Bonnaure y otros:** bonnaure et ál. (1977) desarrollaron las siguientes expresiones para predecir el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica (S_m), basados en el porcentaje del volumen de agregados (V_g), porcentaje de volumen de asfalto (V_b), y el módulo de rigidez del asfalto (S_b) (Huang, 2004, p. 306).

$$\beta_1 = 10.82 - \frac{1.324\left(100 - V_g\right)}{V_g + V_b}$$

$$\beta_2 = 8.0 + 0.00568V_g + 0.0002135V_g^2$$

$$\beta_3 = 0.6log\left(\frac{1.37V_b^2 - 1}{1.33V_b - 1}\right)$$

$$\beta_4 = 0.7582\left(\beta_1 - \beta_2\right)$$

Para $5x10^6$ N/m^2 < S_b < 10^9 N/m^2,

$$log\, S_m = \frac{\beta_4 + \beta_3}{2}\left(log\, S_b - 8\right) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2}\left|log\, S_b - 8\right| + \beta_2$$

Para 10^9 N/m^2 < S_b < $3x10^9$ N/m^2,

$$log\, S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2.0959\left(\beta_1 - \beta_2 - \beta_4\right)\left(log\, S_b - 9\right)$$

Las ecuaciones anteriores se encuentran en unidades del Sistema Internacional con S_m y S_b en N/m^2. Si S_m y S_b están en lb/pulg^2; se emplean las siguientes expresiones:

Para 725 lb/pulg^2 < S_b < 145.000 lb/pulg^2,

$$log\, S_m = \frac{\beta_4 + \beta_3}{2}\left(log\, S_b - 4.1612\right) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2}\left|log\, S_b - 4.1612\right| + \beta_2 - 3.8383$$

Para 145.000 lb/pulg^2 < S_b < 435.000 lb/pulg^2,

$$log\, S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2.0959\left(\beta_1 - \beta_2 - \beta_4\right)\left(log\, S_b - 5.1612\right) - 3.8388$$

Donde:
S_m = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica.
S_b = Módulo dinámico del asfalto.
V_b = Porcentaje en volumen de asfalto de la mezcla.
V_g = Porcentaje en volumen de agregados de la mezcla.

» **Expresiones del Instituto del Asfalto:** en desarrollo del programa de cómputo para el análisis elástico multicapa - DAMA, para el Instituto del Asfalto, Huang y Witczak (1979) usaron las siguientes fórmulas de regresión para determinar el módulo dinámico de la mezcla asfáltica en caliente (Huang, 2004, p. 307).

$$|E^*| = 100.000 * 10^{\beta_1}$$

$$\beta_1 = \beta_3 + 0.000005\,\beta_2 - 0.00189\,\beta_2\, f^{-1.1}$$

$$\beta_2 = \beta_4^{0.5}\, T^{\beta_5}$$

$$\beta_3 = 0.553833 + 0.028829\left(P_{200}\, f^{-0.1703}\right) - 0.03476 V_a + 0.070377\,\lambda + 0.931757\, f^{-0.02774}$$

$$\beta_4 = 0.483 V_b$$

$$\beta_5 = 1.3 + 0.49825 \log f$$

Donde:
|E*| = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/pulg^2.
f = Frecuencia de carga, Hz.
T = Temperatura de la mezcla, °F.
P_{200} = Porcentaje en peso del agregado que pasa el tamiz No. 200.
V_v = Porcentaje en volumen de vacíos con aire en la mezcla.
V_b = Porcentaje en volumen de asfalto de la mezcla.
λ = Viscosidad del asfalto a 70 °F, 10^6 Poise.
β_1 a β_5 = constantes.

Si los datos de viscosidad no están disponibles para estimar λ a 70 °F, se puede emplear la siguiente ecuación.

$$\lambda = 29508.2\left(P_{77°F}\right)^{-2.1939}$$

Donde:
$P_{77\,°F}$ = Penetración del asfalto a 77 °F (25 °C).

Se puede notar que los factores considerados por el Instituto del Asfalto son prácticamente los mismos considerados por SHELL, con las siguientes excepciones:

El porcentaje de finos que pasa el tamiz No. 200 es considerado por el Instituto del Asfalto, pero no por SHELL.

La viscosidad o penetración del asfalto considerada por SHELL se determina a partir del asfalto recuperado o el asfalto presente en la mezcla, mientras que el Instituto del Asfalto considera el asfalto original.

El Instituto del Asfalto toma en consideración la viscosidad y la temperatura del asfalto, mientras la temperatura normalizada, correspondiente a la temperatura por encima o bajo la temperatura anillo y bola, y el índice de penetración, que indican la sensibilidad térmica del asfalto, son usados por SHELL.

» **Expresiones de Heukelom y Klomp:** a partir del módulo dinámico del asfalto (S_b) y los porcentajes en volumen de los constitutivos de la mezcla asfáltica, se puede estimar su módulo dinámico (S_m) mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_m = S_b\left[1+\frac{2.5}{n}\left(\frac{C_v}{1-C_v}\right)\right]^n$$

$$n = 0.83\log\left(\frac{4*10^4}{S_b}\right)$$

$$C_v = \frac{V_g}{V_g+V_b}$$

Donde:
S_m = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, MPa.
S_b = Módulo dinámico del asfalto, MPa.
V_b = Porcentaje en volumen de asfalto de la mezcla.
V_g = Porcentaje en volumen de agregados de la mezcla.

La anterior expresión solo aplica si S_b es superior a 10 MPa, y para valores de $0.7 < C_v < 0.9$.

Si el valor de vacíos de la mezcla es superior a 3 %, Fijin Van Draat recomienda hacer la siguiente corrección:

$$C_v' = \frac{C_v}{1 + \frac{V_v - 3}{100}}$$

C_v = Coeficiente de variación.
V_v = Porcentaje en volumen de vacíos con aire en la mezcla.

» **Modelo de Witczak (NCHRP 1-37A, 1999 – original):** Andrei Witczak y otros desarrollaron este modelo a partir de una base de datos de 2750 puntos que representan los resultados de ensayos de módulo dinámico para 205 mezclas de asfalto ensayadas durante 30 años en el laboratorio del Instituto del Asfalto, la Universidad de Maryland, y la Administración Federal de Carreteras. Este modelo está basado en un análisis de regresión no lineal y, en la actualidad, está siendo utilizado para predecir el módulo dinámico de las mezclas asfálticas en los niveles de diseño 2 y 3 de la Guía de Diseño Mecanístico Empírico de Pavimentos - MEPDG en los Estados Unidos (Yousefdoost et ál., 2013).

$$\log\left|E^*\right| = -1.249937 + 0.029232P_{200} - 0.001767\left(P_{200}\right)^2 - 0.002841P_4$$
$$-0.058097V_a - 0.802208\left[\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a}\right]$$
$$+ \frac{3.871977 - 0.0021P_4 + 0.003958P_{\frac{3}{8}} - 0.000017\left(P_{\frac{3}{8}}\right)^2 + 0.00547P_{\frac{3}{4}}}{1 + e^{\left(-0.603313 - 0.313351\log f - 0.393532\log\eta\right)}}$$

Donde:
$|E^*|$ = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/pulg^2.
f = Frecuencia de carga, Hz.
V_a = Porcentaje en volumen de aire.
V_{beff} = Porcentaje en volumen efectivo de ligante.
$P_{3/4}$ = Porcentaje retenido en el tamiz 3/4".
$P_{3/8}$ = Porcentaje retenido en el tamiz 3/8".
P_4 = Porcentaje retenido en el tamiz No. 4.
P_{200} = Porcentaje retenido en el tamiz No. 200.
η = Viscosidad del asfalto, 10^6 Poise (a cualquier temperatura, grado de envejecimiento).

» **Modelo de Witczak - Bari (1-40D, 2006 - modificado):** Witczak y Bari condujeron más ensayos de módulo dinámico en mezclas asfálticas, lo cual resultó en una versión revisada del modelo de Witczak. Para ello, expandieron la base de datos a mezclas asfálticas con diferentes gradaciones de agregados, tipos de asfaltos (convencional, modificado con polímeros y modificado con caucho), tipos de mezclas (convencional no modificada y modificada con cal y caucho), y condiciones de envejecimiento (sin envejecer, envejecido en horno a corto plazo - STOA, envejecido en planta y envejecido en campo).

En su nuevo modelo, se mantuvo la forma estructural sigmoidea y las mismas entradas de las propiedades volumétricas y de gradación de la mezcla. Sin embargo, para reflejar la reología del asfalto se incorporaron los resultados del ensayo de Reómetro de Corte Dinámico (*Dynamic Shear Rheometer* - DSR) en lugar de la viscosidad y frecuencia, con variaciones en la temperatura y la tasa de carga (Yousefdoost et ál., 2013).

$$\log|E^*| = -0.349 + 0.754\left(|G_b^*|^{-0.0052}\right)$$

$$\cdot\left[6.65 - 0.032P_{200} + 0.0027\left(P_{200}\right)^2 + 0.011P_4 - 0.0001\left(P_4\right)^2 + 0.006P_{\frac{3}{8}}\right.$$

$$\left. - 0.00014\left(P_{\frac{3}{8}}\right)^2 - 0.08V_a - 1.06\left(\frac{V_{beff}}{V_{beff}+V_a}\right)\right]$$

$$+ \frac{2.56 + 0.03V_a + 0.71\left(\frac{V_{beff}}{V_{beff}+V_a}\right) + 0.012P_{\frac{3}{8}} - 0.0001\left(P_{\frac{3}{8}}\right)^2 - 0.01P_{\frac{3}{4}}}{1 + e^{\left(-0.7814 - 0.578585\,\log|G_b^*| + 0.8834\,log\,\delta_b\right)}}$$

Donde:
$|E^*|$ = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/pulg^2.
V_a = Porcentaje en volumen de aire.
V_{beff} = Porcentaje en volumen efectivo de ligante.
$P_{3/4}$ = Porcentaje retenido en el tamiz 3/4".
$P_{3/8}$ = Porcentaje retenido en el tamiz 3/8".
P_4 = Porcentaje retenido en el tamiz No. 4.
P_{200} = Porcentaje retenido en el tamiz No. 200.
$|Gb^*|$ = Módulo complejo de cortante del asfalto, lb/pulg^2.
δ_b = Ángulo de fase del asfalto asociado con $|Gb^*|$, Grados.

» **Modelo de Hirsch (Christensen, 2003):** Christensen y otros aplicaron el modelo de Hirsch, una ley existente de las mezclas que es una combinación de múltiples fases combinadas en serie y paralelo, y donde el volumen de agregados está descompuesto en dos partes; una parte de los agregados que aporta trabazón por contacto entre ellos y el llenante mineral, y otra parte que comprende el volumen de agregados.

El modelo de Hirsch permite estimar el valor del módulo dinámico de la mezcla asfáltica a partir de los datos de rigidez del asfalto |Gb*| y las propiedades volumétricas de la mezcla (VMA y VFA) (Yousefdoost et ál., 2013).

$$\left|E^*\right| = P_c\left[4.200.000\left(1-\frac{VMA}{100}\right)+3\left|G_b^*\right|\left(\frac{VFA \cdot VMA}{10.000}\right)\right]+\frac{1-P_C}{\left[\frac{1-\frac{VMA}{100}}{4.200.000}+\frac{VMA}{3VFA\left|G_b^*\right|}\right]}$$

$$P_C = \frac{\left(20+\frac{VFA \cdot 3\left|G_b^*\right|}{VMA}\right)^{0.58}}{650+\left(\frac{VFA \cdot 3\left|G_b^*\right|}{VMA}\right)^{0.58}}$$

Donde:
|E*| = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/pulg^2.
P_C = Factor de contacto del agregado.
VMA = Vacíos en los agregados minerales en la mezcla compacta, %.
VFA = Vacíos llenos de asfalto de la mezcla en la mezcla compacta, %.
|Gb*| = Módulo complejo de cortante del asfalto, lb/pulg^2.

» **Modelo de Ghazi Al-Khateeb:** Al-Khateeb y otros presentan un nuevo modelo empírico mecanicista para predecir el módulo dinámico de mezclas asfálticas, el cual cubre un amplio rango de temperatura y frecuencias de carga.

El modelo propuesto se deriva de la ley para las mezclas, donde los materiales compuestos son modelados en una combinación de fases

en serie y paralelo. Para desarrollar el modelo, se ensayaron mezclas asfálticas con diferentes grados de desempeño, cubriendo ligantes asfálticos modificados y no modificados.

La formulación del modelo es simple, y no requiere más que datos del ligante asfáltico, el módulo complejo de corte |Gb*| y de la composición volumétrica de la mezcla (los vacíos en los agregados minerales VMA) (Al-Khateeb et ál., 2006).

$$\left|E^*\right| = 3\left(\frac{100 - VMA}{100}\right)\left(\frac{\left(90 + 1.45\frac{\left|G_b^*\right|}{VMA}\right)^{0.66}}{1100 + \left(0.13\frac{\left|G_b^*\right|}{VMA}\right)^{0.66}}\right)\left|G_b^*\right|_g$$

Donde:
|E*| = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, Pa.
VMA = Vacíos en los agregados minerales en la mezcla compacta, %.
|Gb*| = Módulo complejo de cortante del asfalto, Pa.
$|Gb^*|_g$ = Módulo complejo de cortante del asfalto en estado vitreo, Pa.

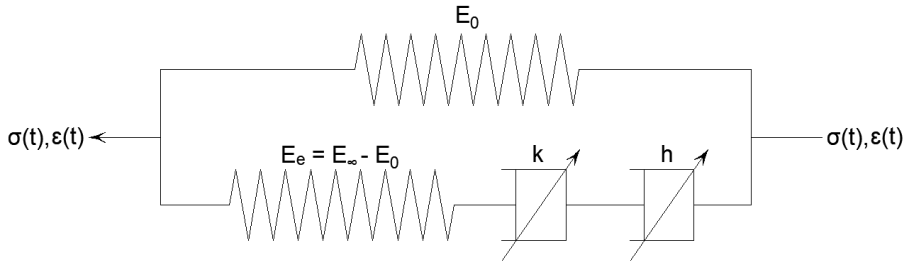
Para describir el comportamiento mecánico visco-elástico de los materiales, se pueden utilizar modelos reológicos compuestos de varias combinaciones de resortes y amortiguadores. Aún más importante, estos son generalmente usados como entrada en modelos de desempeño para predecir esfuerzos y deformaciones en el pavimento ante las cargas impuestas por el tránsito y el medio ambiente.

Durante las recientes décadas, se han empleado varios modelos reológicos en ingeniería de pavimentos. Los modelos que con mayor frecuencia se han usado están conformados de combinaciones de elementos tipo resortes y amortiguadores lineales, estos modelos incluyen los de Maxwell, generalizado de Maxwell, Kelvin-Voigt, generalizado de Kelvin-Voigt y el modelo de Burger. Por otro lado, la respuesta reológica de los materiales asfálticos puede también ser descrita con pocos parámetros del modelo cuando se consideran elementos de amortiguador parabólico. Entre los modelos de esta categoría, se encuentran Law Power, Huet, Huet-Sayegh y 2S2P1D (Yao et ál., 2013).

A continuación, se describen de manera general algunos de estos últimos modelos.

» **Modelo Huet-Sayegh:** la representación física del modelo Huet-Sayegh se muestra en la siguiente figura. Este tiene dos ramas paralelas, una que corresponde al resorte elástico E_0, representando el módulo elástico a largo plazo (frecuencia cero), y otra formada por tres elementos en serie: el resorte elástico E_e, dado como la diferencia entre módulo elástico instantáneo E_∞ (Frecuencia infinita) y el módulo elástico a largo plazo E_0, y dos amortiguadores parabólicos.

Figura 18
Modelo Huet-Sayegh (Yao et ál., 2013)



Para el amortiguador parabólico, la relación esfuerzo-deformación está dada por:

$$\sigma = \frac{\eta}{\tau}\left(i\omega\tau\right)^{\alpha}\varepsilon$$

Donde:
i = Número complejo, $i^2 = -1$.
ω = Es el pulso, que es igual a 2πf (f es la frecuencia).
η = Viscosidad del asfalto.
α = Variable parabólica del amortiguador, $(0 < \alpha < 1)$, por ejemplo, k y h en la figura anterior.
τ = Parámetro referido como el "tiempo característico".

El tiempo característico - τ es dependiente de la temperatura y puede ser calculado usando la siguiente ecuación:

$$\ln(\tau) = a + bT + cT^2$$

Donde:
T = Temperatura de ensayo.
a, b, c = Constantes que representan características del material.

El módulo complejo E* del modelo Huet-Sayegh está dado por la siguiente ecuación:

$$E^*(i\omega\tau) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}}$$

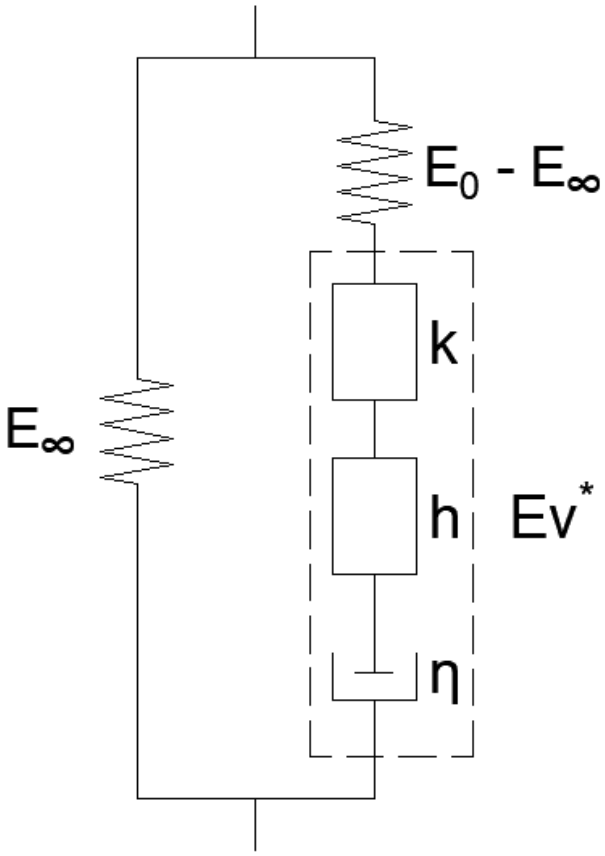
$$\delta = \frac{E_1\tau}{\eta_1}$$

Donde:
E* = Módulo complejo.
E_∞ = Módulo elástico instantáneo o módulo estático.
E_0 = Módulo elástico a largo plazo o módulo vítreo.
i = Número complejo, $i^2 = -1$.
ω = Es el pulso, que es igual a 2πf (f es la frecuencia).
τ = Tiempo característico.
k, h = constantes, $0 \leq k \leq h < 1$.
δ = contante.
E_1 = Módulo de almacenamiento.
η_1 = Viscosidad del asfalto.

» **Modelo 2S2P1D:** estudios realizados en el laboratorio de la Escuela Nacional de Trabajos Públicos del Estado (*École Nationale des Travaux Publics de l'État* – ENTPE) de la Universidad de Lyon sobre las propiedades Lineales Visco-Elásticas – LVE de mezclas y ligantes asfálticos, permitieron la formulación de un modelo general unidireccional LVE con un espectro continuo llamado 2S2P1D (2 Resortes, 2 Elementos parabólicos, 1 Amortiguador - 2 Springs, 2 Parabolic elements, 1 Dashpot) (Huang, 2015, p. 68).

Este modelo, basado en una combinación de elementos físicos simples, se presenta en la Figura 19.

Figura 19
Modelo 2S2P1D (Huang, 2015, p. 68)



El modelo 2S2P1D consiste en una generalización del modelo Huet-Sayegh. Este es capaz de simular el comportamiento lineal visco-elástico (en el dominio pequeño de deformación) de ligantes, másticos y mezclas asfálticas en un amplio rango de frecuencias y temperaturas.

La expresión del módulo complejo del modelo 2S2P1D está dada en la siguiente ecuación, la cual requiere de siete constantes (E_∞, E_0, δ, k, h, η, τ) a la temperatura dada.

$$E^*_{2S2P1D}(i\omega t) = E_\infty + \frac{E_0 - E_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}}$$

E^*_{2S2P1D} = Módulo complejo del modelo 2S2P1D.
i = Número complejo, $i^2 = -1$.
ω = Es el pulso, que es igual a 2πf (f es la frecuencia).
k, h = constantes, $0 \leq k \leq h < 1$.
δ = contante.
E_∞ = Módulo estático, corresponde al valor de E* cuando ω tiende a cero ($\omega \to 0$).
E_0 = Módulo vítreo, corresponde al valor de E* cuando ω tiende a infinito ($\omega \to \infty$).
η = Viscosidad Newtoniana, definida como:

$$\eta = (E_0 - E_\infty)\beta\tau$$

τ = Tiempo característico, cuyo valor varía únicamente con la temperatura.

3. Métodos no destructivos

Una auscultación precisa que permita determinar los deterioros físicos superficiales del pavimento, es de vital importancia para una exitosa evaluación de la condición del pavimento; por lo tanto, se recomienda su realización antes de llevar a cabo una evaluación detallada.

Los ingenieros de pavimentos coinciden en la necesidad de realizar la auscultación del pavimento, y para ello se cuenta con metodologías específicas para el levantamiento de los deterioros, que varían de agencia a agencia; no obstante, los procedimientos para efectuar los levantamientos son similares, sean manuales o automáticos, y pueden ser adaptados o modificados a las condiciones locales.

Hay muchas maneras de evaluar la capacidad estructural de los pavimentos. El análisis de datos de deflexión suministra la opción de evaluar cualitativa y cuantitativamente la integridad estructural y la capacidad de soporte de un pavimento. Así, la evaluación involucra el análisis de los datos obtenidos, a través de un proceso teórico o empírico, para posteriormente estimar cualitativa o cuantitativamente la capacidad estructural del pavimento.

Los ensayos no destructivos (NDT, por sus siglas en inglés) mediante deflexiones son una tecnología considerada como valiosa y rápida. Cuando son aplicados correctamente, los NDT pueden proveer una gran cantidad de información y análisis con un razonable ahorro de tiempo, dinero y esfuerzo. En la evaluación de pavimentos flexibles, los NDT mediante deflexiones sirven, entre otros, para: estimar el módulo resiliente - M_r de los suelos de subrasante y proveer una estimación directa del Número Estructural (*Structural Number* - SN) de una estructura de pavimento.

3.1. Auscultación de deterioros

La auscultación corresponde al conjunto de operaciones (medidas, tratamiento de las lecturas, análisis e interpretación) cuyo objeto es

medir, con la mayor precisión, los diversos deterioros superficiales de pavimentos, de manera que se pueda evaluar su comportamiento (Ávila et ál., 2016).

Se denomina falla o daño a todo tipo de deterioro que se presenta en el pavimento, y que pueda llegar a afectar la circulación cómoda y segura de los vehículos. Los tipos de daños que afectan al pavimento flexible se deben a diferentes factores, como el clima, el tránsito, mala calidad de los materiales utilizados y a los procesos constructivos.

Los deterioros de un pavimento se pueden agrupar en dos tipos: aquellos que en planta se aprecian como bidimensionales (grietas, fisuras, baches) y los que afectan la sección transversal (ahuellamiento). Existen diversas tecnologías para auscultar estos grupos de deterioros, dentro de las cuales están:

» **Inspección visual manual:** el registro manual de los deterioros se realiza mediante observaciones visuales por inspectores para obtener la localización, clase, severidad y extensión de los deterioros superficiales al implementar protocolos de auscultación. Actualmente, la inspección visual se ha complementado con sistemas automatizados de registro como tabletas digitales, con capacidad de referenciar los daños, conformar bases de datos y almacenarlas en los dispositivos o en la nube (Solminihac y et ál., 2019).

Figura 20

Inspección de deterioros en el pavimento - manual



» **Inspección visual asistida por imágenes digitales:** este sistema registra imágenes fijas o continuas de un pavimento, y utiliza sistemas automáticos de reconocimiento de deterioros o bien de manera semiautomática al ser apoyados por un operador. El registro de deterioros se realiza mediante escaneo de área o lineal empleando cámaras digitales, apoyado en software que asiste la detección de ubicación, tipo, severidad y extensión (Solminihac et ál., 2019).

  Los datos del pavimento son recolectados utilizando varios sensores montados sobre vehículos sofisticados de inspección digital, en particular cámaras de video enfocadas hacia abajo para tomar imágenes de la superficie, sensores ópticos para mediciones de distancia, escáneres láser para perfiles longitudinales y transversales, sensores ultrasónicos adicionales para detección de ahuellamiento y acelerómetros para mediciones de rugosidad (Koch et ál., 2013).

Figura 21
Inspección de deterioros en el pavimento - asistida por imágenes (Koch et ál., 2013)



Los deterioros superficiales del pavimento informan sobre la condición y las posibles causas del mismo. Los daños se pueden clasificar, según la severidad, en estructural o funcional.

» **Estructural:** asociado con la capacidad del pavimento para soportar las cargas del tránsito.

» **Funcional**: asociado con la seguridad, calidad y comodidad del viaje.

Un pavimento que tiene defectos estructurales también tendrá defectos funcionales, mientras que uno que tiene defectos funcionales puede ser estructuralmente sano. Cada clase de daño, funcional o estructural, a su vez tiene diferentes tipos de daños. Durante la evaluación, cada clase de daño debe ser identificado usando como mínimo tres factores: clase, severidad y cantidad o extensión.

Además, cada clase de daño es el resultado de una o más variables, las cuales cuando se conocen bien, proveen mayor comprensión sobre las causas del deterioro del pavimento, lo que ayuda a orientar al ingeniero a seleccionar la técnica más apropiada de mantenimiento y/o rehabilitación.

» **Clase de daño:** se determina por observación visual; hay ciertas clases de daños que sólo se presentan en un tipo específico de pavimento.

» **Severidad:** indica el nivel de gravedad del daño. La mayoría de daños pueden tener diversos grados de condición de severidad; los niveles de severidad dependen de los diferentes métodos de evaluación. La definición de los niveles es subjetiva, pero describen diferentes categorías de progresión de las clases de daño, que a su vez están asociados con las necesidades de mantenimiento y/o rehabilitación. Para establecer los límites de los niveles de severidad, se deben usar criterios claros, de tal forma que al recolectar la información de campo se evite la subjetividad al categorizar los diferentes niveles de deterioro presentes en el pavimento.

» **Cantidad o extensión:** hace referencia a la extensión del daño en la sección del pavimento que está siendo evaluada. Para cada daño, se debe establecer una unidad de medida; las medidas más utilizadas son: m, m^2, unidades. Se debe medir la cantidad de cada clase de daño, discriminada por cada nivel de severidad.

La información obtenida a través de un estudio del estado del pavimento, tiene aplicación en la determinación de zonas homogéneas por clase de daño o estado general de daño, elección de la estrategia de rehabilitación para la recuperación del pavimento y determinación de cantidades de obra para el proyecto.

Generalmente, un daño está relacionado con unas causas propias o particulares, que comúnmente tienen soluciones generales aceptadas por la práctica constructiva, lo cual hace que los costos de reparación sean económicos. Sin embargo, siempre se debe contar con la información geotécnica y deflectométrica complementaria para establecer, de forma clara y precisa, el origen o causa de los daños (Porta, 2016).

3.1.1. Métodos de clasificación y cuantificación de los deterioros

Para la clasificación y cuantificación de los tipos de daño en los pavimentos flexibles, existen diferentes metodologías. Las más utilizadas en Colombia corresponden a: INVÍAS, VIZIR, PCI (Norma ASTM D6433-07) y PAVER.

3.1.1.1. Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles del INVÍAS

Es una recopilación de datos desarrollado en el CONVENIO INTER ADMINISTRATIVO 587 de 2003 que se llevó a cabo entre la Universidad Nacional de Colombia y el Instituto Nacional de Vías - INVÍAS, con respecto a la inspección y al reporte de los daños que se pueden presentar en los pavimentos flexibles.

El manual para la inspección visual de pavimentos flexibles del INVÍAS contiene una serie de herramientas prácticas que pueden ser empleadas por los ingenieros, con la finalidad de obtener un informe de los daños encontrados durante la inspección visual que permita identificar el tipo, magnitud y severidad de los mismos, así como su localización y los sectores de vías más afectados, de acuerdo con la intervención realizada por cada contrato.

El manual está estructurado mediante la presentación de una evidencia fotográfica de cada daño o falla evidenciada, cómo representarlo gráficamente, causas, severidades, unidad de medición y evolución probable de cada tipo de daño. También se anexan formatos ya

diligenciados, los cuales se pueden tomar como ejemplos o elementos de apoyo para su aplicación en los proyectos.

De acuerdo con la metodología del INVÍAS, los daños que presenta una estructura de pavimento flexible pueden ser clasificados en cinco (5) categorías:

» Fisuras.
» Deformaciones.
» Pérdida de capas estructurales.
» Daños superficiales.
» Otros daños.

Dentro de cada categoría existen diferentes deterioros que se originan por diversos factores, algunos de los cuales se han establecido mediante la revisión bibliográfica, y otros mediante evaluación de campo y ensayos de laboratorio (Instituto Nacional de Vías-INVÍAS, 2006).

El siguiente cuadro exhibe la clasificación de los tipos de daño de un pavimento flexible.

Cuadro 3
Clasificación de los tipos de daño de acuerdo con el manual del INVÍAS (INVÍAS, 2006)

Categorías	Tipos de daños
Fisuras	Longitudinales y transversales (FL, FT)
	En juntas de construcción (FCL, FCT)
	Por reflexión de juntas (FJL o FJT)
	En media luna (FML)
	De borde (FBD)
	En bloque (FB)
	Piel de cocodrilo (PC)
	Por deslizamiento de capas (FDC)
	Incipiente (FIN)

Deformaciones	Ondulación (OND)
	Abultamiento (AB)
	Hundimiento (HUN)
	Ahuellamiento (AHU)
Pérdida de las capas de la estructura	Descascaramiento (DC)
	Baches (BCH)
	Parche (PCH)
Daños superficiales	Desgaste superficial (DSU)
	Pérdida de agregado (PA)
	Pulimento del agregado (PU)
	Cabezas duras (CD)
	Exudación (EX)
	Surcos (SU)
Otros daños	Corrimiento vertical de la berma (CVB)
	Separación de la berma (SB)
	Afloramiento de finos (AFI)
	Afloramiento de agua (AFA)
	Suelen aparecer como consecuencia de los afloramientos, los cuales ocurren por la presencia o infiltración de agua en la estructura. Según el manual, la berma puede presentar cualquiera de los daños mencionados anteriormente, en tal caso se reporta el daño encontrado adicionando una "B" al final de la sigla del daño correspondiente.

3.1.1.2. Metodología VIZIR: Visión Inspección de Zonas e itinerarios en Riesgo (Visión Inspection de Zones Et Itinéraires À Risque)

El método "*Visión Inspection de Zones et Itinéraires Á Risque*" - VIZIR fue desarrollado en Francia a partir de los años 60 para los pavimentos flexibles, además fue publicado por el laboratorio central de puentes y carreteras (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* - LCPC). Esta metodología se experimentó por primera vez en los continentes asiático y africano.

La aplicación del método VIZIR no sólo ha sido en Francia, sino también en Europa, África, América del Sur y Central (Argentina, Brasil, Colombia y Costa Rica), donde sirvió de base al establecimiento de las normas nacionales. Esta metodología se utiliza en, por lo menos, 20 países del mundo.

En concordancia con esta metodología, el INVÍAS ha adoptado este sistema en la Norma INV E-813-13 "Determinación del Índice de Deterioro Superficial de un Pavimento Asfáltico mediante el Método VIZIR", planteando así en su metodología para la clasificación y la cuantificación de los deterioros de los pavimentos flexibles en carreteras dos categorías de deterioros: los deterioros del Tipo "A", que caracterizan la condición estructural del pavimento y los del Tipo "B", en su mayoría de tipo funcional, tal como se aprecia en el siguiente cuadro.

Cuadro 4

Clasificación de los deterioros - VIZIR adaptado (INVÍAS, 2008)

Clase de falla	Tipo de deterioro	Categoría	Nombre del deterioro	Código	Unidad de medida
Estructural	A	Ahuellamiento y otras deformaciones estructurales	Ahuellamiento	AH	m
			Desprendimientos o hundimientos longitudinales	DL	m
			Desprendimientos o hundimientos transversales	DT	m
		Fisuras longitudinales por fatiga	Fisuras longitudinales por fatiga	FLF	m
		Fisuras piel de cocodrilo	Fisuras piel de cocodrilo	FPC	m
		Bacheos y parcheos	Bacheos y parcheos	B	m

Funcional	B	Fisuras	Fisura longitudinal de junta de construcción	FLJ	m
			Fisura transversal de junta de construcción	FTJ	m
			Fisura de contracción térmica	FCT	m
			Fisuras parabólicas	FP	m
			Fisura de borde	FB	m
		Deformación	Desplazamiento o abultamiento o ahuellamiento de mezcla	DM	m
		Desprendimientos	Ojo de pescado	O	un
			Pérdida de la película de ligante	PL	m
			Pérdida de agregados	PA	m
			Descascaramiento	D	m^2
		Afloramientos	Pulimento de agregado	PU	m
			Exudación	EX	m
			Afloramiento de mortero	AM	m
			Afloramiento de agua	AA	m
		Otros Deterioros	Desintegración de los bordes del pavimento	DB	m
			Escalonamiento entre calzada y berma	ECB	m
			Erosión de las bermas	EB	m
			Segregación	S	m

Es una metodología de fácil aplicación que establece, como se mencionó, una diferencia entre las fallas funcionales y estructurales del pavimento. Esta metodología clasifica los daños o deterioros de la rodadura asfáltica en dos categorías, A y B, cuya identificación de gravedad se presenta en los Cuadros 5 y 6.

Cuadro 5

Niveles de gravedad de los daños tipo A (INVÍAS, 2008)

Deterioro	Nivel de gravedad		
	1	2	3
Ahuellamiento y otras deformaciones estructurales	Sensible al usuario, pero poco importante. Prof < 20 mm	Deformaciones importantes. Hundimientos localizados o ahuellamientos. 20 mm ≤ Prof ≤ 40 ≤ mm	Deformaciones que afectan de manera importante la comodidad y la seguridad de los usuarios. Prof > 40 mm
Fisuras longitudinales por fatiga	Fisuras finas en la huella de rodamiento. < 6 mm	Fisuras abiertas y a menudo ramificadas.	Fisuras muy ramificadas y/o muy abiertas. Bordes de fisuras, ocasionalmente, degradados.
Piel de cocodrilo	Piel de cocodrilo formada por mallas (> 500 mm) con fisuración fina, sin pérdida de materiales.	Mallas más densas (<500mm), con pérdidas ocasionales de materiales, desprendimientos y ojos de pescado en formación.	Mallas con grietas muy abiertas y con fragmentos separados. Las mallas son muy densas (<200 mm), con pérdida ocasional o generalizada de materiales.
Bacheos y parcheos	Intervención de superficie ligada a deterioros tipo B.	Intervenciones ligadas a deterioros tipo A	
		Comportamiento satisfactorio de la reparación.	Ocurrencia de fallas en las zonas reparadas.

Los deterioros del tipo A caracterizan una condición estructural del pavimento. Se trata de deformaciones debidas a insuficiencia en la capacidad estructural de la calzada.

Los deterioros del tipo B, en su mayoría de tipo funcional, dan lugar a reparaciones que generalmente no están ligadas a la capacidad estructural de la calzada. Su origen se encuentra más bien en deficiencias constructivas que el tránsito ayuda a poner en evidencia.

Cuadro 6
Niveles de gravedad de los daños tipo B adaptados (INVÍAS, 2008)

Deterioro		Nivel de gravedad				
		1	2		3	
Fisura longitudinal de junta de construcción		Fina y única < 6 mm	- Ancha (≤ 6 mm) sin desprendimiento o - Fina ramificada		Ancha (≤ 6 mm) con desprendimientos o ramificada	
Fisuras de contracción térmica		Fisuras finas < 6 mm	Anchas (≤ 6 mm) sin desprendimiento, o finas con desprendimientos o fisuras ramificadas		Anchas (≤ 6 mm) con desprendimientos	
Fisuras parabólicas		Fisuras finas < 6 mm	Anchas (≤ 6 mm) sin desprendimientos		Anchas (≤ 6 mm) con desprendimientos	
Fisuras de borde		Fisuras finas < 6 mm	Anchas (≤ 6 mm) sin desprendimientos		Anchas (≤ 6 mm) con desprendimientos	
Abultamientos		h< 20 mm	20 mm ≤ h ≤ 40 mm		h > 40 mm	
Ojos de pescado* (por cada 100 m)	Cantidad	< 5	5 a 10	< 5	> 10	5 a 10
	Diámetro (mm)	≤ 300	≤ 300	≤ 1000	≤ 300	≤ 1000
Desprendimientos: - Pérdida de película de ligante - Pérdida de agregado		Pérdidas aisladas	Pérdidas continuas		Pérdidas generalizadas y muy marcadas	

Descascaramiento	Prof. (mm)	≤ 25	≤ 25	> 25	> 25
	Área(m^2)	≤ 0.8	> 0.8	≤ 0.8	> 0.8
Pulimento de agregados		Long. Comprometida < 10% de la sección (100m)	Long. Comprometida ≥ 10% a < 50% de la sección (100m)		Long. Comprometida > 50% de la sección (100m)
Exudación		Puntual, área específica	Continúa sobre las trayectorias por donde circulan las ruedas del vehículo.		Continua y muy marcada, en diversas áreas.
Afloramientos: - De mortero - De agua		Localizados y apenas perceptibles	Intensos		Muy intensos
Desintegración de los bordes del pavimento		Inicio de la desintegración, sectores localizados	La calzada ha sido afectada en un ancho de 500 mm o más.		Erosión extrema que conduce a la desintegración del revestimiento asfáltico
Escalonamiento entre calzadas y berma		Desnivel entre 10 mm a 50 mm	Desnivel entre 50 y 100 mm		Desnivel superior a 100 mm
Erosión de las bermas		Erosión incipiente	Erosión pronunciada		La erosión pone en peligro la estabilidad de la calzada y la seguridad de los usuarios
Segregación		Long. Comprometida < 10 % de la sección (100 m)	Long. Comprometida ≥ 10 % a < 50 % de la sección (100 m)		Long. comprometida >50 % de la sección (100 m)

*** Cuando el número de ojos de pescado supere el número y el tamaño descritos en la tabla, se deberán enfrentar como deterioros tipo A.**

Para los estudios destinados al diseño de obras de mantenimiento y rehabilitación del pavimento, cada tramo a evaluar se divide en secciones de análisis con una longitud de 100 metros, a las cuales se les determina el tipo, gravedad y extensión de los deterioros existentes mediante inspección visual. En carreteras de una calzada, el inventario se realiza de manera continua; y en las de doble calzada, de manera independiente por calzada, manteniendo como unidad de inventario los 100 metros.

» **Determinación del índice de deterioro superficial, "I_s":** los daños tipo A y tipo B tienen una gran diferencia en esta metodología, y se ven representados de diferente manera a la hora de reportarlos; en los deterioros tipo B, su solución de mantenimiento o reparación se deriva del simple reconocimiento de su existencia, no es necesario apelar a otros parámetros para realizar el diagnóstico; mientras que la solución para los deterioros tipo A depende de múltiples factores y, por lo tanto, el diagnóstico exigirá la consideración de aspectos tales como la capacidad portante, la calidad de los materiales existentes, el tránsito futuro, etcétera. Los daños de este tipo suelen generar trabajos importantes de rehabilitación del pavimento, los cuales traen implícito el paliativo para los daños del tipo B.

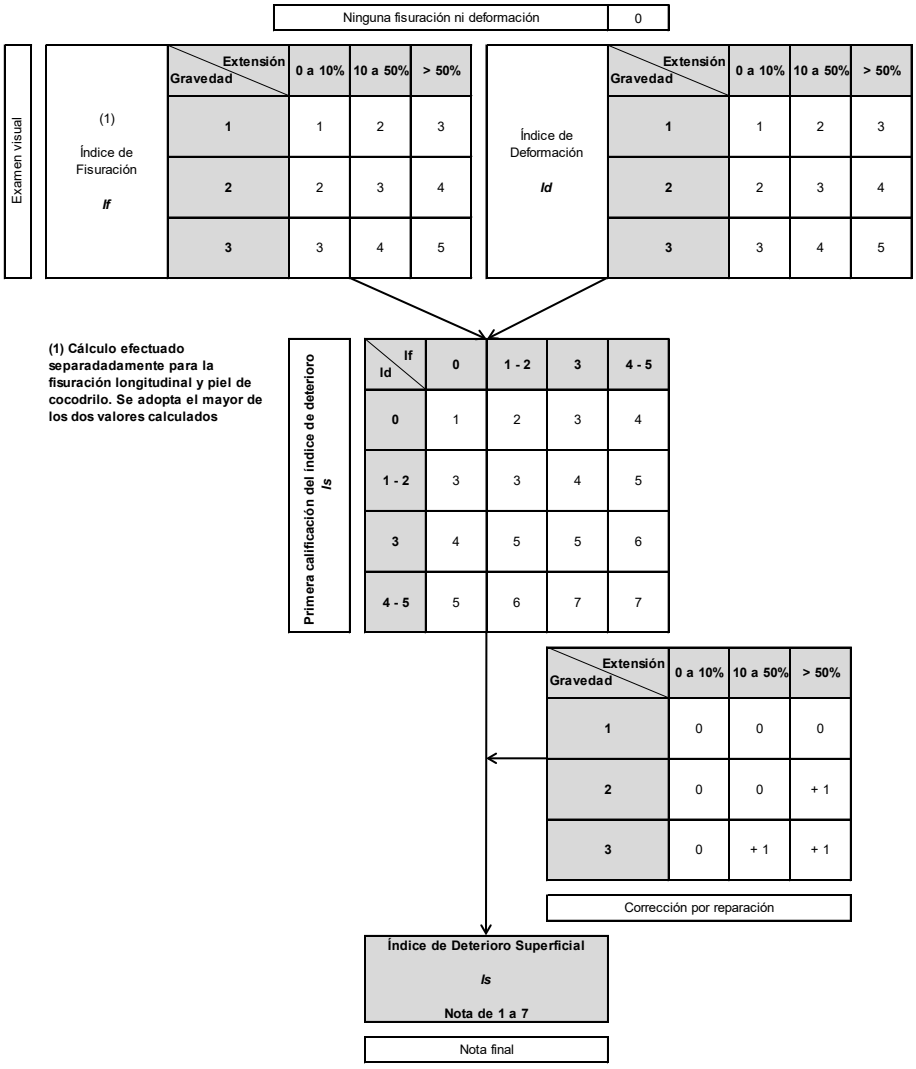
Para la determinación del índice de deterioro superficial - I_s, el primer paso consiste en el cálculo del índice de fisuración - I_f, el cual depende de la gravedad y la extensión de las fisuraciones y agrietamientos de tipo estructural en el tramo evaluado. Debido a que en el Cuadro 5 se consideran de manera independiente dos tipos de fisuraciones (Fisuras longitudinales por fatiga - FLF y Fisuras piel de cocodrilo - FPC), se deberá tomar como representativo de la sección el mayor de los dos índices calculados.

Después de ello, se calcula un índice de deformación - I_d, el cual también depende de la gravedad y extensión de las deformaciones de origen estructural. Ya teniendo el índice de fisuración - I_f y el índice de deformación - I_d, la combinación de estos dos índices genera una primera calificación del tramo de estudio, la cual debe ser corregida según la extensión y calidad de los trabajos de parcheo y bacheo que se deban realizar.

Realizada la corrección necesaria, cuando corresponda, se obtiene el índice de deterioro superficial, el cual califica el tramo de estudio según los índices de deterioro y según la longitud de muestreo que se esté realizando. El valor del I_s varía entre 1 y 7 y su cálculo se realiza de la manera como se muestra en la Figura 22. Se debe tener en cuenta que la valoración de las fallas del tipo A no constituye un criterio suficiente para definir las acciones que requiere la calzada para su rehabilitación (INVÍAS, 2008, p. 210).

Figura 22

Determinación del Índice de Deterioro Superficial "I_s" (INVÍAS, 2008)



La metodología VIZIR comprende los rangos de calificación desde 1 a 7, y estos se dividen como se puede observar en el Cuadro 7.

Cuadro 7
Rangos de clasificación VIZIR adaptado (INVÍAS, 2008)

Rango	Clasificación
1 y 2	Bueno
3 y 4	Regular
5, 6, y 7	Deficiente

» **Aplicaciones del inventario de los deterioros del pavimento:** la información que se obtiene como resultado del inventario de fallas de un pavimento, tiene múltiples aplicaciones, entre ellas:

a. Delimitar zonas de diferente comportamiento a lo largo del proyecto.

b. La inspección periódica de la superficie del pavimento brinda datos sobre la progresión de los daños, los cuales son aplicables a los modelos de administración del mantenimiento.

c. Los diversos tipos de daños suelen estar relacionados con determinados mecanismos de deterioro. Aquellos que básicamente están asociados a la acción de las cargas del tránsito, exigen trabajos de rehabilitación con fortalecimiento estructural, en tanto que los asociados a los materiales y el clima deben enfrentarse, ante todo, buscando remediar las causas de dichas deficiencias o minimizando el impacto sobre el comportamiento del pavimento. Es evidente que algunos problemas muy severos motivados en los materiales o aspectos ambientales, pueden exigir la reconstrucción del pavimento.

d. Por último, el resultado del inventario visual es la base de una programación idónea de los trabajos posteriores de evaluación destructiva y no destructiva de la calzada.

» **Juicio sobre la capacidad del pavimento a partir de la evaluación de los deterioros:** el establecimiento del juicio sobre la capacidad estructural y funcional del pavimento, implica la subdivisión del proyecto en unidades definitivas de análisis; es decir, en sectores que pueden ser considerados homogéneos teniendo en cuenta el

conjunto de variables sometidas a evaluación, tanto aquellas que permitieron la definición de unidades preliminares de análisis, como las referentes al pronóstico del tránsito y las determinadas como resultado de la evaluación destinada al establecimiento de la condición del pavimento (índice de deterioro superficial - I_s).

3.1.2. Metodología PCI: Índice de Condición del Pavimento (Pavement Condition Index) (Vásquez, 2002)

El Índice de Condición del Pavimento - PCI, por su sigla en inglés, se constituye en la metodología más completa para la evaluación y calificación objetiva de pavimentos, flexibles y rígidos, dentro de los modelos de gestión vial disponibles en la actualidad. La metodología es de fácil implementación y no requiere de herramientas especializadas más allá de las que constituyen el sistema.

El deterioro de la estructura de pavimento es función de la clase de daño, su severidad y cantidad o densidad. La formulación de un índice que tuviese en cuenta los tres factores mencionados ha sido problemática, debido al gran número de posibles condiciones. Para superar esta dificultad, se introdujeron los "valores deducidos", como un arquetipo de factor de ponderación, con el fin de indicar el grado de afectación que cada combinación de clase de daño, nivel de severidad y densidad tiene sobre la condición del pavimento. Es un índice numérico que varía desde cero (0), para un pavimento fallado o en mal estado, hasta cien (100) para uno en perfecto estado. El siguiente cuadro presenta la relación de los diferentes rangos de diagnóstico que contempla la metodología.

Cuadro 8
Rangos de calificación del PCI

Rango	Calificación
100 - 85	Excelente
85 -70	Muy bueno
70 - 55	Bueno
55 -40	Regular
40 - 25	Malo
25 - 10	Muy malo
10 - 0	Fallado

El cálculo del PCI se fundamenta en los resultados de un inventario visual de la condición del pavimento, en el cual se establecen clase, severidad y cantidad de cada daño presente. El PCI se desarrolló para obtener un índice de la integridad estructural del pavimento y de la condición operacional de la superficie. La información de los daños obtenida como parte del inventario, ofrece una percepción clara de las causas de los daños y su relación con las cargas o con el clima.

» **Unidades de muestreo:** se divide la vía en secciones o unidades de muestreo, cuyas dimensiones varían de acuerdo con el tipo de vía y capa de rodadura:

En carreteras con capa de rodadura asfáltica y ancho menor que 7.30 m, el área de la unidad de muestreo debe estar en el rango $230.0 \pm 93.0\ m^2$.

El siguiente cuadro presenta algunas relaciones longitud-ancho de calzada pavimentada.

Cuadro 9
Longitud de unidades de muestreo para calzadas asfálticas

Ancho de calzada (m)	Longitud de la unidad de muestreo (m)
5.0	46.0
5.5	41.8
6.0	38.3
6.5	35.4
7.3 (máximo)	31.5

» **Unidades de muestreo para la evaluación:** la evaluación mediante el PCI a nivel de una red vial y eventualmente a nivel de proyecto, se puede realizar mediante unidades de muestreo, con el fin de evitar incurrir innecesariamente en consumo de recursos de tiempo, humanos y económicos. El número mínimo de unidades de muestreo a evaluar se obtiene mediante la siguiente expresión, la cual produce un estimado del PCI ± 5 del promedio verdadero con una confiabilidad de 95 %.

$$n = \frac{N \cdot \sigma^2}{\frac{e^2}{4} \cdot (N-1) + \sigma^2}$$

Donde:
n = Número mínimo de unidades de muestreo a evaluar.
N = Número total de unidades de muestreo en la sección del pavimento.
e = Error admisible en el estimativo del PCI de la sección (e = 5 %).
σ = Desviación estándar del PCI entre las unidades.

Cuando el número mínimo de unidades a evaluar es menor que cinco (n < 5), todas las unidades deberán evaluarse.

» **Selección de las Unidades de Muestreo para Inspección:** las unidades elegidas pueden estar igualmente espaciadas. La primera se elige al azar, así:

$$i = \frac{N}{n}$$

i = Intervalo de muestreo, se redondea al número entero inferior (por ejemplo, 4.3 se redondea a 4).
N = Número total de unidades de muestreo disponible.
n = Número mínimo de unidades para evaluar.

El inicio del muestreo se toma entre 1 e *i*, por ejemplo: si *i* = 4, entonces el inicio se toma entre 1 y 4.

Las unidades de muestreo se identifican como s, s+*i*, s+2 *i*, s+3 *i*, etc. Por ejemplo, si la unidad seleccionada es 2 e *i* = 4, entonces las unidades de muestreo son 2, 6, 10, 14, y así sucesivamente.

» **Cálculo del PCI de las unidades de muestreo:** al terminar la inspección visual del tramo de vía estudiado, la información obtenida sobre los daños se utiliza para calcular el PCI. Este se basa

en los "Valores Deducidos" de cada daño de acuerdo con la cantidad y severidad reportadas.

» **Cálculo del PCI para vías con capa de rodadura asfáltica**

Etapa 1. Cálculo de los Valores Deducidos.

1.a. Totalice cada tipo y nivel de severidad de daño y regístrelo en la columna TOTAL del formato inventario de daños. El daño puede medirse en área, longitud o por número según su tipo.

1.b. Divida la CANTIDAD de cada clase de daño, en cada nivel de severidad, entre el ÁREA TOTAL de la unidad de muestreo, y exprese el resultado como porcentaje. Esta es la DENSIDAD del daño, con el nivel de severidad especificado, dentro de la unidad en estudio.

1.c. Determine el VALOR DEDUCIDO para cada tipo de daño y su nivel de severidad, mediante las curvas denominadas "Valor Deducido del Daño" que se encuentran en el documento de referencia, de acuerdo con el tipo de pavimento inspeccionado.

Etapa 2. Cálculo del Número Máximo Admisible de Valores Deducidos (m).

2.a. Si ninguno o tan sólo uno de los "Valores Deducidos" es mayor que 2, se usa el "Valor Deducido Total" en lugar del mayor "Valor Deducido Corregido", CDV, obtenido en la Etapa 4. De lo contrario, deben seguirse los pasos 2.b. y 2.c.

2.b. Liste los valores deducidos individuales deducidos de mayor a menor.

2.c. Determine el "Número Máximo Admisible de Valores Deducidos" (m), utilizando la Ecuación:

$$m_i = 1 + \frac{9}{98}\left(100 - HDV_I\right)$$

Donde:
m_i= Número máximo admisible de "valores deducidos", incluyendo fracción, para la unidad de muestreo i.

HDV_i: El mayor valor deducido individual para la unidad de muestreo i.

2.d. El número de valores individuales deducidos se reduce a m, inclusive la parte fraccionaria. Si se dispone de menos valores deducidos que m, se utilizan todos los que se tengan.

Etapa 3. Cálculo del "Máximo Valor Deducido Corregido", CDV.

El máximo CDV se determina mediante el siguiente proceso iterativo:

3.a. Determine el número de valores deducidos, q, mayores que 2.

3.b. Determine el "Valor Deducido Total" sumando TODOS los valores deducidos individuales.

3.c. Determine el CDV con q y el "Valor Deducido Total" en la curva de corrección pertinente al tipo de pavimento.

3.d. Reduzca a 2 el menor de los "Valores Deducidos" individuales que sea mayor que 2, y repita las etapas 3.a a 3.c hasta que q sea igual a 1.

3.e. El máximo CDV es el mayor de los CDV obtenidos en este proceso.

Etapa 4. Calcule el PCI de la unidad restando de 100 el máximo CDV obtenido en la Etapa 3.

En el Cuadro 10 se presenta un formato para el desarrollo del proceso iterativo de obtención del "Máximo Valor Deducido Corregido", CDV.

Cuadro 10
Formato para la obtención del máximo valor deducido corregido

No.	Valores deducidos											VDT	q	CDV
1														
2														
3														
4														

» **Cálculo del PCI para una sección de pavimento:** una sección de pavimento abarca varias unidades de muestreo. Si todas las unidades de muestreo son inventariadas, el PCI de la sección será el

promedio de los PCI calculados en las unidades de muestreo. Si se utilizó la técnica del muestreo, se emplea el procedimiento descrito a continuación.

» **Determinación del PCI de la sección de pavimento a partir de unidades de muestreo:** si las unidades de muestreo inspeccionadas se seleccionaron de manera aleatoria, el PCI de la sección de pavimento se calcula como el PCI ponderado del área en que se encuentran las unidades de muestra inspeccionadas.

$$PCI_s = PCI_r = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(PCI_{ri} \cdot A_{ri}\right)}{\sum_{i=1}^{n} A_{ri}}$$

Donde:
PCI_r = PCI ponderado del área de las unidades de muestra inspeccionadas en forma aleatoria.
PCI_{ri} = PCI de la unidad de muestra aleatoria i.
A_{ri} = Área de la unidad de muestra aleatoria i.
n = Número de unidades de muestra aleatoria inspeccionadas.

» **Determinación del PCI de la sección de pavimento si se usaron unidades de muestreo adicionales:** en este caso, el PCI se calcula con el promedio ponderado calculado de la siguiente forma:

$$PCI_S = \frac{\left[\left(N - A\right) \cdot PCI_R\right] + \left(A \cdot PCI_A\right)}{N}$$

Donde:
PCI_S = PCI de la sección del pavimento.
PCI_R = PCI promedio de las unidades de muestreo aleatorias o representativas.
PCI_A = PCI promedio de las unidades de muestreo adicionales.
N = Número total de unidades de muestreo en la sección.
A = Número adicional de unidades de muestreo inspeccionadas.

Tipos de deterioros: los tipos de deterioros para pavimentos flexibles se detallan en el siguiente cuadro, asignándole a cada tipo de falla su correspondiente numeración.

Cuadro 11
Tipos de deterioros método PCI

Tipos de deterioros - Método PCI			
1. Piel de cocodrilo	m^2	11. Parcheo	m^2
2. Exudación	m^2	12. Pulimento de agregados	m^2
3. Agrietamiento en bloque	m^2	13. Huecos	U
4. Abultamientos y hundimientos	m	14. Cruce de vía férrea	m^2
5. Corrugación	m^2	15. Ahuellamiento	m^2
6. Depresión	m^2	16. Desplazamiento	m^2
7. Grieta de borde	m	17. Grieta parabólica	m^2
8. Grieta de reflexión de junta	m	18. Hinchamiento	m^2
9. Desnivel carril / berma	m	19. Desprendimiento de agregados	m^2
10. Grieta longitudinal y transversal	m		

3.1.3. Metodología PAVER

La presente metodología corresponde a los resultados del trabajo de consultoría realizado por la firma *Technology Management Ltd* - TNM para la calibración de las curvas de deterioro de los pavimentos de Bogotá D.C., el cual se desarrolló a partir de una base de datos con registros de los elementos viales a cargo del Instituto de Desarrollo Urbano - IDU, a partir de la cual se analizaron parámetros como el índice de falla (*Modified Distress Rating* - MDR) y el índice de condición global del pavimento (*Overall Pavement Index* - OPI), entre otros (*TNM, 2007*).

La metodología PAVER, concebida por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, define la condición del pavimento mediante un índice de falla MDR, el cual es un valor adimensional que se calcula con base en valores deducibles obtenidos de curvas calculadas y calibradas de la metodología PAVER para cada tipo de daño en función del grado de severidad y de la extensión del mismo.

El MDR es un parámetro adimensional obtenido con base en la información derivada del inventario de daños, y puede variar entre 0 y 100. El 0 representa el estado de la vía totalmente destruida y el 100 una superficie en perfectas condiciones. Para el cálculo de este índice, se emplea la siguiente ecuación propuesta por el Departamento de Transporte del Estado de Washington (*Washington State Department of Transportation* - WSDOT).

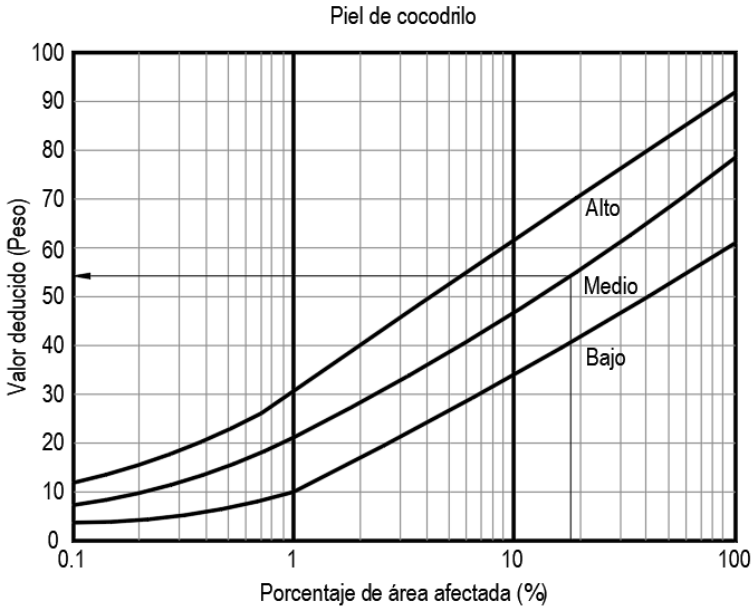
$$MDR = 100 - \sqrt{\left(\sum pn_i^2\right)}$$

Donde:
MDR = Índice de daños superficiales.
pn_i = Peso de ponderación del daño según severidad y extensión.

El establecimiento del peso ponderado (pn_i) se basa en los valores deducibles obtenidos de las respectivas curvas, en función del grado de severidad y de la extensión del daño de acuerdo con el sistema PAVER. Su determinación, para cada tipo de daño, se efectúa conociendo el porcentaje de extensión de la superficie afectada en el pavimento, el cual está localizado en el eje X, y sobre el cual se hace la lectura hasta el punto que intercepta con la curva que representa la respectiva severidad (alta, media o baja), y se establece el valor deducible tomando su lectura en el eje Y. Los pesos encontrados para cada tipo de falla i, de acuerdo a su extensión y severidad, son deducibles y se introducen en la fórmula antes mencionada, obteniéndose el valor del MDR.

En el caso de vías con alto grado de deterioro, la raíz cuadrada de la sumatoria de los pesos al cuadrado puede resultar mayor que 100, por lo cual al realizar el cálculo se obtendría valores negativos. Por definición, el MDR es un índice positivo; en estos casos, se asigna un valor MDR igual a 0. La siguiente figura presenta el ejemplo de uso de la curva PAVER para un daño dado.

Figura 23
Ejemplo de uso de la curva PAVER



De acuerdo con la metodología calibrada por la firma *Technology Management Ltd* - TNM para su aplicación en pavimentos urbanos de la ciudad de Bogotá D.C., los tipos de deterioros superficiales y estructurales que se deben medir en campo para el cálculo del MDR en pavimentos flexibles se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 12
Tipos de deterioros PAVER

ID	Nombre	Código	Parámetro de medición	Severidad		
				Baja	Media	Alta
1	Fisura transversal (m)	FT	Abertura fisura	< 2 cm	2 cm – 2.5 cm	> 2.5 cm
2	Fisura longitudinal (m)	FL	Abertura fisura	< 2 cm	2 cm – 2.5 cm	> 2.5 cm

3	Desgaste superficial (m^2)	DS	Textura e irregularidades	Pérdida de la textura uniforme de la superficie, con irregularidades hasta de 3 mm.	Profundidad de las irregularidades entre 3 mm y 10 mm, se observa el agregado grueso, el vehículo experimenta vibración y ruido	Ha comenzado a desintegrarse la superficie, presenta desprendimientos evidentes y partículas sueltas sobre la calzada
4	Ahuellamiento (m^2)	AH	Profundidad	< 3 cm	3 cm – 5 cm	> 5cm
5	Exudación (m^2)	EX	Extensión área afectada	< 25 %	25 % - 60 %	> 60 %
6	Corrugación (m^2)	C	Profundidad	< 3 cm	3 cm – 5 cm	> 5 cm
7	Piel de cocodrilo (m^2)	PC	Abertura fisura	< 5 mm	5 mm – 7 mm	> 7 mm
8	Bache	B	Profundidad	< 5 cm	5 cm – 7 cm	> 7 cm
9	Hundimiento	H	Profundidad	< 3 cm	3 cm – 5 cm	> 5 cm

Para los daños que afectan la superficie de un pavimento, se toman las áreas afectadas con un determinado daño y se relacionan con respecto al área total de la calzada, así:

$$\% \, extensión = \frac{\sum Área \, afectada}{Área \, total}$$

Por otro lado, para establecer la extensión de los daños a medir en forma lineal (fisuras), se toman las longitudes de fisuras medidas en campo y se multiplica por un factor Z (que sirve para medir la variable a términos de área), el cual varía de acuerdo con la severidad del daño. Para llevar a cabo este cálculo, se usa la siguiente expresión:

$$\%\ extensión = \frac{longitud\ \ fisuras \quad (Z)}{Área\ total}$$

Donde:
Z = 0.10 m severidad baja.
Z = 0.15 m severidad media.
Z = 0.20 m severidad alta.

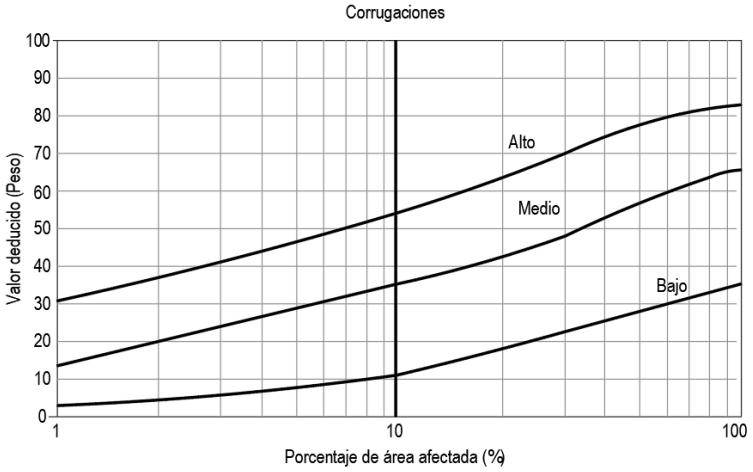
A continuación, se presenta la clasificación del MDR de acuerdo con los rangos establecidos por la metodología propuesta por el WSDOT.

Cuadro 13
Intervalo de MDR y tipo de condición para cada uno de los rangos

Clasificación	Intervalo de MDR	Calificación
Verde	100 - 79	Excelente
Amarillo	78 - 59	Bueno
Naranja	58 - 40	Regular
Rojo	39 - 0	Malo

A manera de ejemplo, en las siguientes figuras se muestran los nomogramas establecidos por la metodología PAVER para la estimación del peso "P_n" de acuerdo a la severidad y extensión de las fallas presentes en pavimentos flexibles.

Figura 24
Curvas PAVER



Una vez definida y determinada la condición superficial del pavimento, mediante el MDR se realiza una valoración integral de su condición, a partir de la calificación de la condición actual, el concepto de serviciabilidad; es decir, de la capacidad del pavimento para funcionar ante el tránsito durante un período de tiempo.

Con este propósito se define el índice de condición global del pavimento - OPI, el cual representa una interrelación entre el estado superficial en términos del MDR (desempeño estructural) y la condición del pavimento en términos del Índice de Rugosidad Internacional - IRI (desempeño funcional). Por lo tanto, el OPI es un parámetro representativo del estado global del pavimento.

$$OPI = MDR\left(\frac{5\,e^{0.198-0.000261\,IRI}}{5}\right)^{0.12}$$

Donde:
OPI = Índice de condición global.
MDR = Índice de daños superficiales.
IRI = Índice de Rugosidad Internacional.

La valoración del OPI va de 0 a 100, donde 0 es equivalente a un pavimento en mal estado y la valoración de 100 representa uno en perfectas condiciones. Teniendo como base esta premisa, se puede realizar una clasificación de la condición del pavimento con base en la misma escala definida para el MDR o definir unos umbrales propios que correspondan a las características del proyecto de pavimentos. Como referencia, a continuación, se presenta una clasificación del OPI con su respectiva calificación cualitativa y acciones de mantenimiento.

Cuadro 14
Rangos de clasificación del OPI

Nivel del tránsito	OPI	Clasificación	Calificación	Estado
Alto: $N_{8.2T} > 4 \times 10^6$	71 - 100	Verde	Bueno	Rutinario
	51 - 70	Amarillo	Aceptable	Periódico Rutinario
	31 - 50	Naranja	Regular	
	0 - 30	Rojo	Malo	Rehabilitación
Medio: $N_{8.2T} < 4 \times 10^6$	70 - 100	Verde	Bueno	Rutinario
	31 - 70	Amarillo	Aceptable	Periódico Rutinario
	0 - 30	Rojo	Malo	Rehabilitación

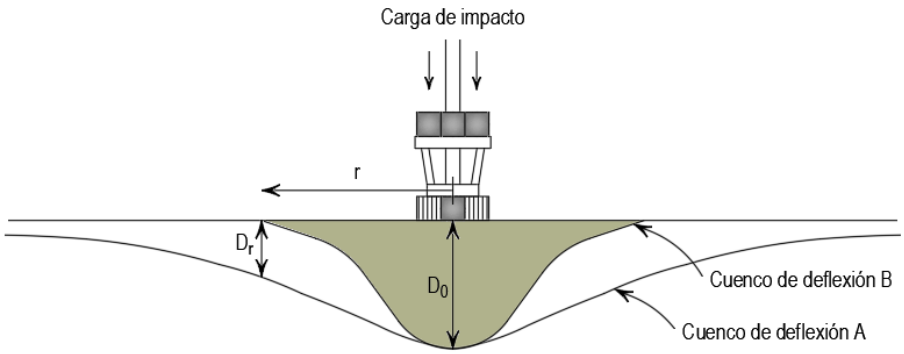
3.2. Deflexiones en pavimentos

La deflexión en los pavimentos no es más que la respuesta de los mismos ante un estímulo. Esta se puede definir como la medida de la deformación elástica que experimenta un pavimento ante la aplicación de una carga en función del tipo y del estado del mismo. En definitiva, la deflexión es la integración matemática de las deformaciones verticales con la profundidad. El cuenco de deflexión es la forma de tazón idealizada de la superficie del pavimento, debido a una carga especifica como la describen las medidas máximas de una serie de sensores de deflexión colocados a diferentes distancias radiales del centro de la placa de carga (INVÍAS, 2013).

La forma y dimensión del cuenco de deflexiones suministra información valiosa sobre las características estructurales, tanto del pavimento, como de la subrasante. Las deflexiones medidas lejos del centro del plato de carga son un indicador de la resistencia de la subrasante, entre tanto que, las deflexiones registradas en el eje de carga reflejan la condición integral del sistema pavimento - subrasante.

La siguiente figura presenta la forma típica de un cuenco de deflexiones, en la cual se puede observar que dos estructuras de pavimento con diferentes cuencos de deflexión y características de respuesta estructural, pueden registrar la misma deflexión central (D_0).

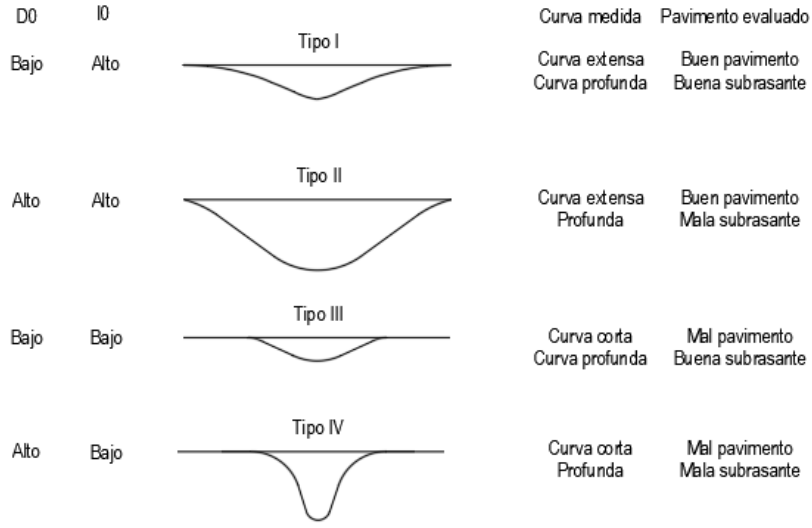
Figura 25
Cuenco de deflexión (Horak, 1987, p. 1.3)



Cuando un pavimento es solicitado por una carga, el cuenco de deflexión como respuesta de la misma, se extiende más allá de cierta área. El perfil de profundidad de la deflexión refleja con proximidad el perfil de profundidad de rigidez del pavimento en relación con los niveles de esfuerzos relevantes. Estas propiedades se reflejan en el cuenco de deflexiones a través de los parámetros geométricos del mismo. La siguiente figura presenta cuencos característicos para diferentes relaciones de rigideces entre el pavimento y la subrasante.

Figura 26

Significado cualitativo de los diferentes tipos de cuencos de deflexión (Hoffman et ál., 1985, p. 30).



*** lo es la longitud característica concepto explicado en el modelo de Hogg en el numeral 6.2.1.1.**

Dependiendo de la estructura de pavimento considerada, la subrasante contribuye entre un 70 a 95 % de la deflexión medida en la superficie del pavimento. Por esta razón, se puede afirmar que la mayor deflexión en los pavimentos es causada por la compresión elástica de la subrasante. Este es un aspecto determinante en el desarrollo de distintas metodologías para caracterizar las propiedades elásticas de los suelos de fundación del pavimento con base en la medición de deflexiones.

Entre las principales propiedades elásticas de la subrasante, se encuentra el módulo resiliente, el cual corresponde al principal parámetro a determinar por diferentes modelos de cálculo.

Por otra parte, se debe considerar que la magnitud de la deformación en un material en cualquier punto de la estructura de pavimento, está directamente relacionada con el estado triaxial de esfuerzos, por lo que para las mismas condiciones cuando decrecen los esfuerzos verticales en la subrasante, la deflexión también decrece. Esto significa que al

incrementar los espesores de las capas o incrementar su rigidez, la deflexión decrece.

Considerando los aspectos discutidos, la medición de deflexiones superficiales del pavimento corresponde a uno de los principales parámetros a determinar en cualquier evaluación estructural de un pavimento.

Tal como se profundiza más adelante, la magnitud de la deflexión superficial es función de las condiciones climáticas (humedad, temperatura), las propiedades del pavimento (espesor y rigidez de las capas) y las características de la carga (tipo, magnitud, área de contacto y duración). En relación con la carga, surgen discrepancias entre las deflexiones medidas con distintos equipos para la toma de deflexiones (p. ej., viga Benkelman, Dynaflect, deflectómetro de impacto), en función del tipo de aplicación de la carga (estática, dinámica estable o de impacto).

En particular, la viga Benkelman y el deflectómetro Lacroix son equipos para la medición de deflexiones bajo carga estática con movimiento lento, es el caso de aplicación de la carga más sencillo y no simula las cargas reales del tránsito, razón por la cual, en los actuales ensayos de deflectometría los desplazamientos se registran a lo largo de la superficie del pavimento al ser sometido a un régimen estable de carga dinámica armónica o transitoria (Goktepe et ál., 2006).

La carga dinámica es más precisa y realista para simular el efecto generado por las cargas del tránsito. El cuenco de deflexión obtenido caracteriza la integridad estructural del pavimento en concordancia con las cargas del tránsito y su naturaleza dinámica. En el caso de carga dinámica de régimen estable, el efecto es similar al de los vehículos circulando sobre el pavimento y el periodo de carga está relacionado con la velocidad de los vehículos. Los equipos de este tipo más comúnmente empleados son el Dynaflect y el Calificador de Caminos.

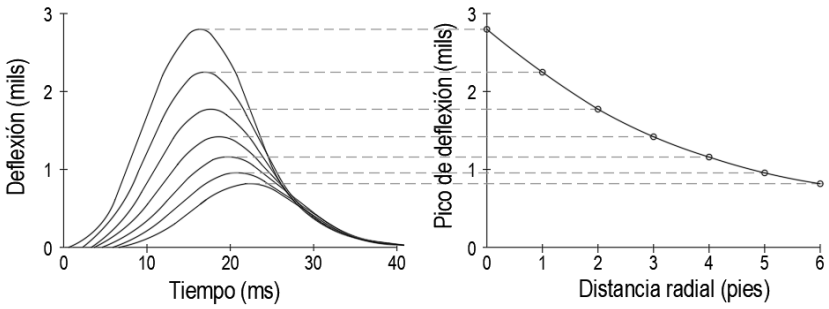
Por otro lado, en los ensayos con carga dinámica de impacto, como es el caso del deflectómetro de impacto, se aplica un pulso de carga sobre la superficie del pavimento, y los datos de deflexión se registran como dominio temporal mostrando la evolución del pulso de carga en el tiempo, mediante geófonos situados en línea recta a determinadas

separaciones del centro de aplicación de la carga. Lo anterior permite obtener el cuenco de deflexión con los picos máximos del pulso de carga.

La deflexión máxima se registra por el geófono ubicado directamente bajo el punto de aplicación de la carga y las deflexiones más pequeñas por los geófonos más distantes. Las curvas de deflexión exhiben comportamiento haversine; por lo tanto, aumentan de forma no lineal hasta el pico máximo y disminuyen después del pico con el transcurrir del tiempo. En la Figura 27 se observa que existe un retraso en los picos de deflexión en los diferentes puntos de medición, lo anterior implica que el cuenco de deflexiones es más una herramienta para la presentación de los datos que una entidad física (Gómez Maldonado, 2015).}

Figura 27

Pulsos típicos del FWD y su correspondiente cuenco de deflexiones



La principal desventaja del deflectómetro de impacto es que, para la toma de información, debe estacionarse en el punto de evaluación hasta completar este proceso, lo que le toma varios minutos y reduce su eficiencia. Como respuesta a esta deficiencia, se ha desarrollado el deflectómetro continuo rodante (*Rolling Wheel Deflectometer* - RWD), capaz de medir deflexiones de forma continua, operando a la velocidad de circulación tránsito.

Mientras que el FWD aplica un pulso de carga vertical a una frecuencia casi constante con la profundidad, el RWD aplica componentes de carga vertical y horizontal con una frecuencia que decrece con la profundidad. Además, mientras que el cuenco de deflexión obtenido con FWD es aproximadamente simétrico y la deflexión máxima se presenta en el eje

del plato de carga, la deflexión máxima registrada con RWD se presenta típicamente a unas pocas pulgadas detrás de la rueda en movimiento, y el cuenco de deflexión trasero es más ancho que el delantero.

Además de los equipos mencionados, existen dispositivos versátiles para la medición del módulo o rigidez de capas no ligadas de base, subbase y subrasante. Entre estos se encuentra el deflectómetro de impacto liviano, un equipo especial para la medición de la deformación del suelo bajo el principio de carga dinámica, cuyo funcionamiento mecánico es similar al FWD, pero los convertidores utilizados y el procedimiento de análisis conducen a variaciones en los resultados obtenidos.

3.2.1. Factores que afectan la magnitud de las deflexiones

Existen factores que afectan la magnitud de las deflexiones medidas, lo que dificulta la interpretación de los resultados. En la medida de lo posible, la consideración de estos factores debe ser parte integral en el proceso de deflectometría, de modo que los resultados de deflexión sean significativos y representativos de la condición presente en el pavimento (FHWA, 2017, p. 17).

Los principales factores que afectan las deflexiones pueden ser agrupados en relación con las características de la estructura de pavimento (tipo y espesores), la carga (magnitud y tipo) y el clima (temperatura y efectos estacionales).

3.2.1.1. *Características del pavimento*

La deflexión del pavimento representa la respuesta de todo el paquete estructural (capa de rodadura, base, subbase y subrasante). Por lo tanto, las propiedades de las capas que constituyen el pavimento (espesor, módulo resiliente) afectan la magnitud de las deflexiones medidas. En general, bajo la misma carga, los pavimentos formados por paquetes estructurales débiles exhiben mayores deflexiones, al compararlos con aquellos más fuertes. Como regla general, los pavimentos que presentan altas deflexiones normalmente tienen una vida de servicio más corta.

Otros factores relacionados con el pavimento que pueden afectar las deflexiones, son:

» Los ensayos efectuados cerca de las juntas, bordes, fisuras o en áreas con daños estructurales (tales como piel de cocodrilo), pueden producir deflexiones elevadas en contraste con ensayos realizados en sectores al interior del pavimento.

» Las variaciones aleatorias en el espesor de las capas del pavimento pueden producir variabilidad en las deflexiones.

» Las variaciones en las propiedades de la subrasante y la presencia de una capa rígida (como una capa de roca o nivel freático superficial), pueden ocasionar variaciones significativas en las deflexiones.

3.2.1.2. Características de la carga

» **Magnitud de la carga:** uno de los principales factores que afecta las deflexiones, es la magnitud de la carga aplicada. Los equipos modernos de deflectometría pueden aplicar cargas que van desde 13 kN hasta 245 kN, y es importante suministrar al pavimento la carga adecuada de acuerdo con lo requerido. Por ejemplo, los pavimentos de carreteras se evalúan con una carga de 40kN, representativa del eje de referencia utilizado en Colombia de 80 kN. Por otro lado, las cargas entre 156 y 200 kN se reservan para evaluar el efecto producido por las llantas de las aeronaves en pavimentos aeroportuarios.

  Una razón importante para seleccionar la carga de ensayo lo más próxima a la carga de diseño, es el comportamiento no lineal de la deflexión. Si bien es cierto que, a medida que la carga se incrementa, la deflexión obtenida es mayor; esta relación no se presenta de manera lineal recta, debido a que la respuesta del pavimento depende de factores como el comportamiento visco elástico de las capas asfálticas, la variación del estado de esfuerzos al que se encuentran sometidos los suelos de subrasante y los materiales granulares, y las condiciones de soporte no uniformes.

» **Tipo de carga:** la respuesta de la deflexión del pavimento también puede ser afectada por el tipo de carga: una condición de carga estática lenta produce una respuesta diferente a una carga dinámica,

rápida. La duración de la aplicación de la carga afecta las deflexiones. En general, entre más rápida es la aplicación de la carga (es decir, cuanto más corto es el pulso de carga), menor es la deflexión que sufre la estructura. Los dispositivos de carga estática (como la viga Benkelman) tienden a producir deflexiones significativamente más altas que las generadas por dispositivos de carga dinámica (como el FWD).

3.2.1.3. Condiciones climáticas

» **Temperatura:** es un factor muy importante a considerar durante la deflectometría. En los pavimentos de concreto asfáltico, la rigidez de la capa asfáltica decrece conforme incrementa la temperatura y el asfalto se reblandece, lo cual trae como resultado un aumento en las deflexiones. Por lo tanto, las deflexiones medidas se deben corregir a una temperatura normalizada para realizar interpretaciones significativas de los datos. Para ello, existen formulaciones y cartas con factores de corrección por temperatura, la cual comúnmente corresponde a 20 °C. Además, para prevenir errores de interpretación, no es recomendable realizar medidas de deflexión cuando la temperatura de las capas asfálticas supere 35 °C, siendo deseable que no exceda de 30 °C (INVÍAS, 2008, p. 148). Consideraciones adicionales sobre este factor se presentan en el numeral 4.4.2.

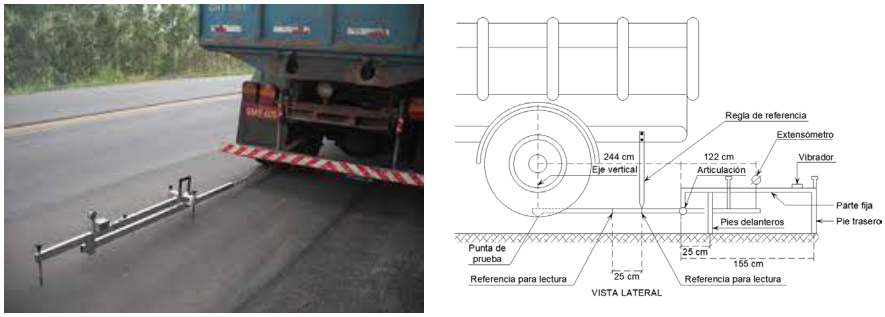
» **Humedad:** las lluvias producen incrementos de humedad en las capas inferiores del pavimento y en la subrasante, los cuales se traducen en debilidad de las mismas y en aumentos en los valores de deflexión que son más pronunciados si las capas superiores de la estructura se encuentran fisuradas. Si las medidas se realizan durante el período más crítico para el pavimento (época de lluvias intensas, nivel freático elevado, etc.), los valores de deflexión obtenidos serán los máximos posibles en el año, pero si las lecturas se realizan en época seca, los valores que se obtienen son inferiores, y serán tanto menores cuanto más finos sean los suelos de subrasante. Por lo tanto, si no se tiene previsto medir las deflexiones más que una sola vez, el ingeniero debe escoger un período de prueba que sea representativo de las condiciones de resistencia del pavimento durante la mayor parte del año (INVÍAS, 2008, p. 150).

3.2.2. Viga Benkelman

La viga Benkelman se introdujo a principios de la década de 1950. Esta fue desarrollada por el ingeniero A. C. Benkelman, mientras estuvo asignado en la prueba vial de la *Western Association of State Highway Officials* – WASHO; también, se empleó en los ensayos viales de la *American Association of State Highway Officials* - AASHO a finales de 1950, y por parte del Instituto del Asfalto - AI entre 1960 y 1970 para el diseño de sobrecarpetas en pavimentos de concreto asfáltico en caliente.

La viga Benkelman consta de un brazo de prueba móvil, suspendido a un bastidor a través de un pivote que transmite la deflexión vertical del punto de medida a un dial medidor. El marco del dispositivo lo proporciona un brazo de 8 pies de largo que se extiende al punto de prueba. El brazo de prueba está equipado con un medidor a 4 pies detrás del pivote para medir la distancia vertical relativa entre el brazo de pivote y el marco, tal como se ve en la siguiente figura.

Figura 28
Viga Benkelman



El procedimiento de ensayo para la medida de deflexiones de un pavimento asfáltico empleando la viga Benkelman, se encuentra normalizado en la INV E 795-13. Este consiste en ubicar el eje trasero rueda doble (cargado con 82 kN) de un camión en el punto seleccionado para el ensayo. En seguida, se coloca la punta del brazo de prueba entre las llantas duales del camión, exactamente en el centro del espacio

comprendido entre los neumáticos, ajustando a cero la lectura del dial del aparato. Se aleja el vehículo del punto de ensayo y se lee en el dial el valor de la recuperación elástica de la deformación sufrida por el pavimento. Si se emplea la viga de brazo doble, se registra, además, la lectura del segundo dial (Instituto Nacional de Vías- INVÍAS, 2013). El estudio se realiza a lo largo de la red vial pavimentada, se definen las abscisas en las cuales se aplicará la carga de prueba estándar sobre el eje trasero del camión lastrado, y se registran las temperaturas de la carpeta asfáltica y la temperatura ambiental.

El ensayo deflectométrico con viga Benkelman es fácil de realizar, no obstante, tiene como limitante la imposibilidad de obtener el cuenco completo de deflexiones. Además, se encontró que la viga Benkelman es incapaz de medir la deflexión resultante en pavimentos gruesos rigidizados. Para mantener un alto nivel de confianza en los datos recopilados, es conveniente limitar las mediciones para que estén dentro de la región deflectada del pavimento, la cual ocurre dentro de un radio de 8 pies alrededor del punto de carga (Elseifi et ál., 2012).

3.2.3. Deflectómetro de Impacto - FWD

De acuerdo con Corros (2009), el deflectómetro de impacto (*Falling Weight Deflectometer* - FWD) es un equipo de medición de deflexiones de alto rendimiento del tipo de placa de carga. La carga es un pulso de fuerza generado por la caída de una masa que golpea desde cierta altura sobre un sistema de amortiguación y es transmitido a través de una placa que descansa sobre la superficie del pavimento. El equipo cuenta con sensores (geófonos o sismógrafos según el modelo) que recogen los impulsos generados por la caída de la carga. Los sensores están colocados tanto en el punto de máxima carga como a ciertas distancias de dicho punto (normal, pero no obligatoriamente: 0, 300, 600, 900, 1200, 1500 y 1800 mm), esto con la finalidad de modelar el cuenco de deflexiones generado por el impacto de la carga sobre el pavimento.

Se recomienda que la carga aplicada al pavimento sea de 40 kN, de manera que las predicciones de los módulos de las capas del pavimento sean representativas de la respuesta del pavimento bajo las cargas que produce el eje simple de rueda doble de los vehículos pesados que circulan a cierta velocidad sobre el pavimento de la carretera.

Este procedimiento está normalizado en la INV E-798-13 del Manual de Normas y Ensayos de Materiales para Carreteras del INVÍAS.

Figura 29
Modelos de deflectómetros de impacto - FWD



3.2.4. Rolling Wheel Deflectometer - RWD

Tradicionalmente, los ingenieros de pavimentos han utilizado la información del levantamiento visual de deterioros junto con la deflectometría de impacto, para la toma de decisiones en la administración de pavimentos, tales como la programación de tramos de carreteras a intervenir y los tratamientos a ejecutar.

El deflectómetro continuo rodante (*Rolling Wheel Deflectometer* - RWD) está diseñado para recolectar perfiles de deflexión de forma continua, operando a velocidades normales de circulación en la carretera sin la necesidad de cierres viales, lo que proporciona un método innovador y mejorado para la evaluación de pavimentos con fines de gestión. El RWD consta de un semirremolque de un eje simple con rueda doble, el cual está equipado con cuatro (4) láseres puntuales montados sobre una viga rígida de aluminio ubicada bajo el semirremolque con el fin de calcular la deflexión producida por el eje de referencia de 80 kN.

Esta técnica de evaluación corresponde a una prueba no destructiva, por lo tanto, no compromete la integridad estructural del pavimento. Los datos se recolectan en tiempo real mediante un equipo de adquisición de datos ubicado en la cabina del tractocamión. El RWD puede operar a velocidades entre 15 y 100 km/h, lo que le permite integrarse en la corriente vehicular y evaluar entre 160 y 320 km de pavimento diarios.

Figura 30
Deflectómetro continuo rodante - RWD



3.2.5. Deflectómetro de Impacto Liviano - LWD

El deflectómetro de impacto liviano (*Light Weight Deflectometer* - LWD) es un dispositivo portable desarrollado en Alemania, que se dio a conocer en 1981 en Magdeburgo. Este ha ganado gran popularidad entre los ingenieros de pavimentos, como alternativa para la evaluación del módulo en superficie de capas no ligadas y la rigidez de la subrasante in situ. Así mismo, el LWD se usa para el control de la calidad de la compactación durante la construcción de las capas del pavimento; sin embargo, su implementación de manera más amplia se ha visto obstaculizada por la carencia de normativa que estandarice el modo de empleo para efectuar las mediciones, así como la interpretación de los resultados obtenidos.

Existen grandes desafíos para establecer especificaciones estandarizadas, que incluyen diferencias en la configuración de diversos modelos de equipos LWD, la no linealidad del módulo del material bajo diferentes condiciones de humedad y esfuerzos, y la diferencia en

el estado de esfuerzos entre las condiciones medidas en campo y laboratorio (Schwartz et ál., 2017).

Figura 31
Modelos de deflectómetros de impacto liviano - LWD

			
Zorn ZFG 3.0 LWD	Dynatest LWD 3032	Olson LWD 01	LWD Prima 100

3.3. Georadar

El georadar (*Ground Penetrating Radar* - GPR) es una herramienta empleada para definir el perfil estratigráfico del suelo, determinar variaciones en el contenido de humedad, hallar la profundidad de la capa rígida, detectar vacíos bajo el pavimento, tuberías enterradas y cables, así como para caracterizar sitios arqueológicos, antes de realizar la exploración geotécnica. Es un ensayo no destructivo, usado en la evaluación de pavimentos para determinar el espesor de las capas de la estructura, integrándolo con el deflectómetro de impacto (Christopher et ál., 2006).

El georadar está diseñado para propagar la energía a través del subsuelo o cualquier otro medio material. La prospección con georadar se basa en la emisión y detección de ondas electromagnéticas que se propagan por un medio heterogéneo. La incidencia de esta energía en las

homogeneidades del medio, provoca las reflexiones, refracciones y difracción de las ondas, las cuales son captadas por la antena receptora que atrae esta energía electromagnética tras su propagación, que normalmente será el subsuelo terrestre.

La prospección con georadar detecta los cambios que sufren las propiedades electromagnéticas de los materiales del suelo. Estas propiedades son definidas por una serie de parámetros que, junto con las características de la onda emitida, determinan la propagación de la energía por el medio.

La operación de trabajo del georadar es similar a la sísmica de reflexión, en lo referente a la adquisición y el procesamiento de los datos; ahora bien, se diferencian en el rango de frecuencias de las ondas utilizadas. El georadar trabaja con frecuencias de ondas entre 10 MHz y 1000 MHz. En la prospección con radar, la propagación de las ondas está en función de las propiedades electromagnéticas de los materiales: conductividad, permisividad dieléctrica y permeabilidad magnética. Las reflexiones de las ondas se producen debido a los contrastes de estas propiedades.

Figura 32
Georadar - GPR





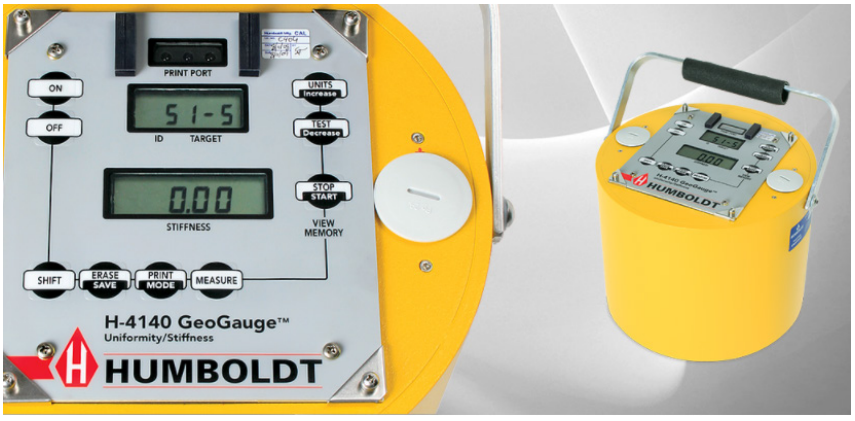
3.4. Geogauge

La compactación del suelo es un componente importante en la construcción de infraestructura vial. Cuando se compactan las capas del pavimento, un parámetro importante a conocer es el módulo o rigidez.

En respuesta a la necesidad de un equipo más rápido, económico, seguro y preciso para control de la compactación, la FHWA junto con otras agencias cooperantes desarrollaron el geogauge, como un dispositivo liviano capaz de medir la rigidez *in situ* de suelos compactados en puntos específicos del pavimento a una tasa de punto de ensayo por minuto (Alshibli et ál., 2005).

Figura 33

Geogauge (https://www.humboldtmfg.com/geogauge.html)



4. Deflectometría de impacto

Las mediciones de deflexión permiten evaluar, de forma no destructiva, el comportamiento estructural del pavimento de la vía. En pavimentos flexibles, mediante procesos conocidos como retrocálculo, se pueden conocer los módulos de cada una de las capas que conforman el paquete estructural. Así mismo, es posible determinar la capacidad estructural, por ejemplo, en términos del Número Estructural Efectivo - SN_{eff} de la metodología AASHTO, junto con la resistencia de la subrasante.

4.1. Deflectómetro de Impacto (*Falling Weight Deflectometer* - FWD)

El ensayo con deflectómetro de impacto es un método no destructivo y rápido que permite evaluar la capacidad estructural de un pavimento. Este simula el comportamiento del pavimento ante el paso de los vehículos pesados, mediante el parámetro estructural más importante que es la deflexión.

Es un equipo que crea una carga de impulso al dejar caer una masa desde diferentes alturas sobre un sistema amortiguador de caucho o resortado. La fuerza de impacto resultante es transmitida al pavimento a través de una placa de carga de 300 mm de diámetro, las deflexiones superficiales del pavimento son medidas usando seis o más geófonos situados en línea recta a determinadas separaciones del centro de aplicación de la carga, registrando así el cuenco de deflexiones del pavimento. Puede ser utilizado en pavimentos flexibles, rígidos o compuestos, o bien, sobre cualquier capa de un pavimento en construcción.

En pavimentos flexibles, a través del análisis de este cuenco se obtiene información de la rigidez de la estructura de pavimentos y del suelo de fundación. Esto es muy importante para definir la condición de la estructura a lo largo de un proyecto. En pavimentos rígidos, permite determinar el grado de transferencia de carga en las juntas y detectar huecos debajo de las losas.

A partir de la información proporcionada por el FWD, es posible realizar diversos estudios sobre la capacidad estructural de los pavimentos, tales como: evaluación de la capacidad estructural, vida remanente y diseño de las obras de rehabilitación.

Con el cuenco de deflexiones obtenido con FWD, el tipo de material y espesor de cada capa componente del paquete estructural, se pueden estimar los módulos elásticos de las capas que conforman el pavimento.

La siguiente figura presenta un deflectómetro de impacto FWD KUAB 250. Este tiene un dispositivo de carga dinámica, con una serie de sensores de deflexión, acoplado a un remolque, el cual es transportado por una camioneta. Este FWD tiene sus propias características, entre las que se encuentran un habitáculo en metal que encierra el sistema de carga. Otras características incluyen:

» Un plato de carga segmentado en cuatro (4) partes, donde cada cuarto de círculo es capaz de adaptarse a la forma de la superficie del pavimento ensayado.

» Un sistema de carga con dos masas, donde la primera masa se deja caer sobre un sistema de amortiguamiento intermedio. Este sistema intermedio transmite la fuerza a otro sistema de amortiguamiento, que, a su vez, la transmite al plato de carga. El uso del sistema de dos masas crea un pulso de carga más suave que el generado por un sistema de una sola masa.

Existen diversos modelos de FWD KUAB, donde la principal diferencia es la magnitud de la carga que puede ser aplicada. Se destacan el FWD KUAB 50, con un rango de carga entre 12 y 50 kN, adecuado para evaluar pavimentos de carreteras, y el FWD KUAB 250 con un rango de carga hasta 250 kN, utilizable tanto en la evaluación de pavimentos de carreteras, como de aeropuertos.

Figura 34
Deflectómetro de impacto KUAB 250



4.2. Procedimiento de mediciones

El procedimiento a seguir es, hasta cierto punto, dependiente del tipo de dispositivo que se use. De manera general, para realizar deflectometría mediante deflectómetro de impacto, este se debe posicionar en el lugar del ensayo junto con los sensores de deflexión, hasta que estos reposen perpendicularmente sobre la superficie. Luego, se levanta la masa hasta una altura tal, que al caer libremente aplique al pavimento la fuerza de impacto deseada. Se deja caer la masa y, en el momento del impacto, se miden los movimientos verticales o deflexiones del pavimento mediante la instrumentación adecuada. Las deflexiones del pavimento resultantes del pulso de fuerza aplicado en cada sitio donde se efectúe la prueba, son registradas en μm, mm o mils.

De acuerdo con lo citado en el numeral 8 de la INV E 797-13, la medición de deflexiones, por lo general, se realiza en las huellas de las llantas. La frecuencia del muestreo depende del tipo de proyecto a evaluar. En general, para la separación, se toma el rango inferior de los intervalos que se citan a continuación, utilizando un sistema de medición a tresbolillo (INVÍAS, 2013).

» **Ensayos a nivel de red:** las pruebas de deflexión se ejecutan a intervalos de 200 a 500 m. Se recomienda un mínimo de siete pruebas por sección de pavimento uniforme, para asegurar una muestra significativa.

» **Ensayos a nivel de proyecto general:** la información deflectométrica se utiliza para un análisis más detallado, por ejemplo: para el diseño de un refuerzo o rehabilitación. Las pruebas se deberán hacer a intervalos de 50 a 200 m, con un mínimo recomendado de 15 ensayos por cada sección de pavimento uniforme.

» **Ensayos a nivel de proyecto detallado:** este nivel de prueba proporciona un análisis específico para detectar zonas de alta deflexión del pavimento. Las pruebas se hacen a intervalos de 10 a 50 m.

A continuación, se muestra el procedimiento básico para la medida de deflexiones en pavimentos asfálticos, de acuerdo con la INV E-798-13 (INVÍAS, 2013).

» Transportar el FWD y colocar la placa de carga sobre el punto escogido para la prueba. Revisar que el lugar de la medición se encuentre libre de grava, gravilla y escombros, para asegurar que el plato de carga haga un contacto perfecto con la superficie del pavimento.

» Configurar el archivo dentro del equipo, donde se establece el número de golpes, carga y distancia entre puntos.

» Si hay necesidad, el odómetro se iniciará respecto al último punto del día anterior, sin repetir las mediciones con el FWD.

» Bajar el plato de carga y los sensores hasta asegurar que reposen sobre una superficie firme y estable.

» Levantar el generador de fuerza hasta la altura deseada y dejar caer la masa. Se registran las deflexiones superficiales y la carga pico.

» Llevar a cabo por lo menos dos series de la carga y comparar los resultados. Si la diferencia es mayor que 3 % para cualquier sensor, se debe registrar la variación en el informe.

» De acuerdo con las condiciones particulares del proyecto, se reevaluará el número de golpes a ejecutar por punto, así como la

carga y la distancia de los sismómetros (por ejemplo, en proyectos en los que se requiera determinar el radio de curvatura, el sismómetro número 2 deberá ir a 25 cm del eje de carga). Tomar la temperatura al inicio de las mediciones, como se explica en las normas para la medición (numeral 7.1.6, INV E-797-13) y verificar que la temperatura del pavimento sea mayor que la temperatura ambiente.

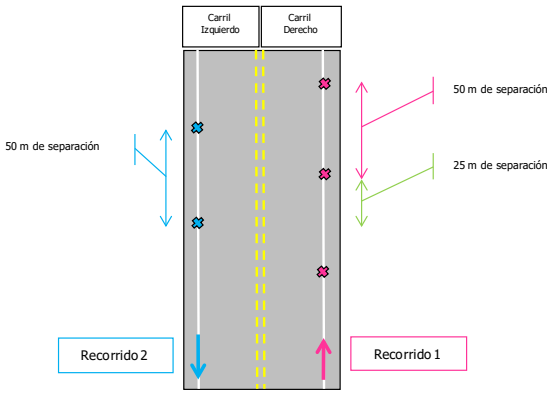
» No se tomarán mediciones en puentes, ni túneles, ni alcantarillas. El inicio y final de estos deben ser reportados como comentarios, teniendo en cuenta el punto de referencia.

» Realizar el dibujo a mano alzada del esquema gráfico de la vía, anotando las localidades en que se encuentra el tramo a medir y cualquier información o comentario que sea de utilidad al procesar las mediciones.

» Es importante contar con un respaldo fotográfico. Por lo tanto, se tomarán fotografías del pavimento en cada punto donde se noten daños en la superficie o cambios que puedan ser relevantes a la hora de realizar un postproceso. Las fotografías se deberán poder asociar fácilmente con una abscisa del pavimento en cuestión.

En caso de no existir condiciones particulares para el proyecto, las mediciones para pavimentos flexibles se efectuarán en la huella externa del carril a medir. La Figura 35 presenta el esquema para el caso de evaluación de una vía de una calzada bidireccional.

Figura 35
Medición deflectométrica en pavimentos flexibles



El registro de temperatura debe ser realizado al inicio y final de las mediciones, por lo menos cada cuatro horas durante la medición y cuando haya aumentos de temperatura mayores a 5 °C.

De acuerdo con lo citado en la Guía Metodológica para el Diseño de Obras de Rehabilitación de Pavimentos Asfálticos de Carreteras del INVÍAS, no es recomendable medir deflexiones cuando la temperatura de la capa de rodadura de concreto asfáltico supere los 35 °C, siendo deseable que no exceda los 30 °C (INVÍAS, 2008, p. 148), o cuando la temperatura del aire sea mayor a 27 °C, según lo recomendado por AASHTO.

4.3. Análisis de deflexiones en crudo

La práctica común es tomar la información del cuenco de deflexiones generado con la segunda aplicación de carga en la abscisa evaluada, al considerar que la primera aplicación de carga sirve para el asentamiento de la placa de carga y la acomodación del material. Siempre se debe verificar que la diferencia entre las deflexiones registradas para una misma abscisa, no sobrepase el valor porcentual permisible, a la par que se revisa que el cuenco de deflexión presente un comportamiento decreciente conforme la deflexión es medida por los sensores más alejados del eje del plato de carga.

La siguiente figura muestra el archivo de texto obtenido en un ensayo deflectométrico realizado con FWD KUAB.

Figura 36

Reporte deflectómetro de impacto KUAB

```
JDistance Imp  Load   D0   D2   D4   D5   D6   D7   D8  Air Pave   Emod     Time
J       m Num    kN   µm   µm   µm   µm   µm   µm   µm   °C   °C    MPa
J-------- --- ------ ---- ---- ---- ---- ---- ---- ---- ---- ---- ------ --------
D       0   2  40.3 1198  569  186   96   56   36   28 29.1 31.4    109 21:14:49
D       0   3  40.4 1192  570  189   96   55   37   28 29.1 31.4    110 21:14:55
C  Comment at 0 m  Time: 21:15:11 :$GPGGA,021511.4,1101.37617,N,07453.22831,W,2,09,1.0,27.4,M,-4.6,M,,*63
D      51   2  42.3  235  130   94   69   55   46   40 29.4 28.2    584 21:16:37
D      51   3  42.2  233  131   93   70   55   46   39 29.4 28.2    586 21:16:42
C  Comment at 51 m  Time: 21:16:58 :$GPGGA,021658.4,1101.40000,N,07453.21651,W,2,09,0.9,27.2,M,-4.6,M,,*68
D     101   2  41.7 1346  446  147   85   57   42   34 29.6 30.6    100 21:17:42
D     101   3  41.8 1324  445  148   85   57   42   33 29.6 30.6    102 21:17:48
C  Comment at 101 m  Time: 21:18:02 :CD
C  Comment at 101 m  Time: 21:18:03 :$GPGGA,021804.0,1101.42000,N,07453.19771,W,2,10,0.8,25.5,M,-4.6,M,,*6D
D     151   2  42.4  225   80   48   37   29   25   21 29.4 28.6    612 21:18:43
D     151   3  42.6  224   80   48   37   29   25   22 29.4 28.6    618 21:18:48
C  Comment at 151 m  Time: 21:19:02 :CI
C  Comment at 151 m  Time: 21:19:04 :$GPGGA,021904.0,1101.43214,N,07453.17385,W,2,09,0.9,19.9,M,-4.6,M,,*61
D     200   2  41.8  708  150   35   13   10    8    6 29.4 29.9    192 21:20:06
D     200   3  41.9  691  148   35   13    9    7    5 29.4 29.9    197 21:20:12
C  Comment at 200 m  Time: 21:20:27 :CD
C  Comment at 200 m  Time: 21:20:28 :$GPGGA,022028.2,1101.44348,N,07453.14943,W,2,10,0.8,15.0,M,-4.6,M,,*67
D     250   2  42.5  627  187  113   85   67   55   46 29.4 31.3    220 21:21:12
D     250   3  42.3  619  185  116   86   68   55   45 29.4 31.3    222 21:21:17
C  Comment at 250 m  Time: 21:21:32 :CI
C  Comment at 250 m  Time: 21:21:33 :$GPGGA,022133.2,1101.45709,N,07453.12579,W,2,10,0.8,14.0,M,-4.6,M,,*6E
D     300   2  41.2  889  276  119   68   45   30   25 29.6 30.7    150 21:22:14
D     300   3  41.4  886  276  120   68   46   31   26 29.6 30.7    152 21:22:52
C  Comment at 300 m  Time: 21:23:08 :$GPGGA,022308.4,1101.47193,N,07453.10247,W,2,09,0.9,12.0,M,-4.6,M,,*62
C  Comment at 300 m  Time: 21:23:22 :CD
D     350   2  41.1 1121  433  110   43   28   22   19 29.8 30.0    119 21:24:04
D     350   3  41.2 1100  431  111   43   29   23   18 29.8 30.0    122 21:24:10
```

4.4. Normalización o corrección de deflexiones

A pesar de que no existe una relación lineal entre la carga aplicada con FWD y la deflexión registrada en capas asfálticas delgadas, y que este comportamiento es más razonable cuando de evaluar capas asfálticas gruesas se trata; en la práctica es común realizar esta corrección de manera indiferente.

Las propiedades estructurales de los pavimentos asfálticos pueden presentar variaciones debido a cambios en el contenido de humedad de las capas granulares de subbase y base, el gradiente de temperatura, fluctuaciones en el nivel freático, y ciclos de congelamiento y descongelamiento.

Es sabido que las variaciones en la temperatura tienen mayor efecto en el comportamiento de las deflexiones, en comparación con los cambios en el contenido de humedad. Además, la ocurrencia de cambios en el contenido de humedad dentro de las capas del pavimento, tiene menos probabilidad de presentarse, comparados con los cambios de

temperatura. Esto se debe a que la superficie del pavimento absorbe entre el 90 y 95 por ciento de la radiación solar, lo cual tiene como resultado una variación significativa en el comportamiento de las deflexiones como consecuencia de la temperatura.

4.4.1. Corrección de deflexiones por carga

En nuestro medio, la carga a aplicar durante la medición de deflexiones con FWD es 40 kN, con esta se busca simular la carga de referencia del semieje adoptado para el diseño en Colombia. Debido a que durante la ejecución del ensayo la aplicación esta carga no es constante, las deflexiones medidas se corrigen de manera proporcional.

$$D_i = D_{io} \cdot \frac{Pr}{Po}$$

Donde:
D_i = Deflexión del sensor i, corregida a la carga P_r.
D_{i0} = Deflexión del sensor i, medida en campo con la carga de aplicación P_0.
P_r = Carga a la cual se normalizarán las mediciones, en este caso igual a 40 kN.
P_0 = Carga aplicada en las mediciones de campo, kN.

4.4.2. Corrección de deflexiones por temperatura

En un proyecto de evaluación estructural de pavimentos flexibles, la medición de deflexiones se efectúa a diferentes temperaturas conforme varían las condiciones ambientales a lo largo del día de toma de información. Con el fin de poder realizar comparaciones entre diferentes tramos carreteros o entre diferentes zonas de un mismo tramo evaluado, las deflexiones medidas a diferentes temperaturas se normalizan a una temperatura de referencia; la cual generalmente corresponde a 20 °C.

La corrección de deflexiones por temperatura se realiza multiplicando la deflexión medida a cualquier temperatura por un factor de corrección.

$$D_{ref} = D_{ca} \cdot C_T$$

Donde:
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo.
C_T = Factor de corrección por temperatura.

Algunos procedimientos de diagnóstico y diseño de refuerzos basados en ensayos de deflectometría, requieren que las deflexiones sean ajustadas a una temperatura estándar para disminuir la dispersión en los datos. Sin embargo, para el retrocálculo del módulo de las capas del pavimento, se recomienda usar el cuenco de deflexiones medido, es decir, sin ajuste por diferencias de temperatura.

4.4.2.1. Expresiones para estimar la temperatura media de la capa asfáltica

El factor de corrección por temperatura puede ser determinado mediante varias metodologías, y es función, principalmente, de la temperatura de la capa asfáltica en el momento de realizar la medición y el espesor de la misma.

Como es sabido, la respuesta del pavimento no correlaciona bien con la temperatura del aire o la temperatura superficial del pavimento, razón por la cual es conveniente estimar la temperatura media efectiva de la capa asfáltica, la cual puede ser considerada a partir de incorporar la temperatura media del aire, junto con la temperatura superficial (Solatifar et ál., 2018).

Es así que, de acuerdo con la norma INV E-797-13, el numeral 7.1.6 indica que en el caso de no ser posible tomar la temperatura de la capa asfáltica directamente mediante perforaciones hasta la profundidad requerida, esta puede ser calculada usando la temperatura del aire y la temperatura de la superficie del pavimento en el momento de realizar la deflectometría. Para tal fin, a continuación, se presentan las siguientes metodologías:

» **Instituto del Asfalto:** este instituto propone la siguiente relación para estimar la temperatura media de la capa asfáltica a una profundidad dada bajo la superficie, en función de la temperatura media mensual del aire.

$$M_p = M_a\left(1+\frac{1}{z+4}\right)-\frac{34}{z+4}+6$$

Donde:
M_p = Temperatura media de la capa asfáltica, °F.
M_a = Temperatura media mensual del aire, °F.
z = Profundidad a la cual se estima la temperatura de la capa asfáltica, pulg.

» **BELLS:** en el método AASHTO, la temperatura se determina realizando perforaciones a 25 mm de profundidad en la capa de pavimento o midiendo la temperatura superficial con el termómetro infrarrojo del FWD. Adicionalmente, se requiere conocer la temperatura media del aire en los 5 días previos a la medición y el espesor total de la capa asfáltica. Una desventaja notable del método AASHTO es la variación climática en los días previos a la medición, lo cual puede afectar la temperatura final de la capa asfáltica (Solatifar et ál., 2018).

Lukanen y otros desarrollaron el modelo BELLS (acrónimo de sus desarrolladores Baltzer, Ertman, Larsen, Lukanen y Stubstad) como parte de su trabajo en la Administración Federal de Carreras (*Federal Highway Administration* - FHWA) a partir de los datos del Programa de Monitoreo Estacional (*Seasonal Monitoring program* - SMP) del Programa de desempeño de Pavimento a Largo Plazo (*Long Term Pavement Performance* - LTPP). El objetivo del estudio fue desarrollar un modelo para predecir la temperatura en la capa de concreto asfáltico a partir de los datos de temperatura recolectados durante los ensayos de deflectometría, y desarrollar relaciones entre la temperatura, las deflexiones y los módulos retrocalculados de la capa asfáltica (Zaghloul et ál., 2006).

De acuerdo con lo sugerido en el método AASHTO, el modelo BELLS original requiere conocer el espesor total de la capa asfáltica, la temperatura media del aire en los 5 días previos a la medición y la temperatura superficial al momento de ensayo, medida con el termómetro infrarrojo del FWD. Por las desventajas que esta situación presenta, aunado a la validez del modelo en un rango de temperatura limitado (15 °C - 25 °C), se generaron nuevos modelos con base en el original.

Por lo tanto, surge el modelo BELLS2, desarrollado a partir de una base de datos más amplia y el aseguramiento de una correcta toma de datos con el infrarrojo; y, posteriormente, BELLS3, para uso rutinario durante las pruebas con FWD, a partir de los esfuerzos realizados por tener presente el efecto de sombreado que produce el FWD sobre superficie del pavimento durante el ensayo, tiempo que típicamente corresponde a menos de un minuto.

Además, se ha comprobado que, para ensayos de rutina con FWD, la temperatura en los 5 días previos es de difícil obtención; por lo que es más fácil conseguir la temperatura del aire en el día previo, por parte del operador. Por esta razón, finalmente el modelo BELLS emplea esta temperatura en el cálculo, y permite eliminar el error asociado con los cambios climáticos del método AASHTO (Solatifar et ál., 2018).

$$T_d = \beta_0 + \beta_1 IR + \log(d) - 1.25\left[\beta_2 IR + \beta_3 T_{(1-day)} + \beta_4 \sin\left(A \cdot \frac{2\pi}{18}\right)\right]$$

$$+ \beta_5 IR \sin\left(B \cdot \frac{2\pi}{18}\right)$$

$$A = \begin{cases} hr_{18} + 24 - 15.5 & si \;\; 0 \le hr_{18} < 5 \\ 11 - 15.5 = -4.5 & si \;\; 5 \le hr_{18} \le 11 \\ hr_{18} - 15.5 & si \;\; 11 < hr_{18} < 24 \end{cases}$$

$$B = \begin{cases} hr_{18} + 24 - 13.5 & si \;\; 0 \le hr_{18} < 3 \\ 9 - 13.5 = -4.5 & si \;\; 3 \le hr_{18} \le 9 \\ hr_{18} - 13.5 & si \;\; 9 < hr_{18} < 24 \end{cases}$$

Donde:

T_d = Temperatura del pavimento a la profundidad *d* en la carpeta asfáltica, °C.
IR = Temperatura superficial medida con infrarrojo al momento del ensayo con FWD, °C.
d = Profundidad a la cual se predice la temperatura, mm.
$T_{(1\text{-}day)}$ = Promedio entre la temperatura del aire más alta y más baja del día previo del ensayo, °C.
sin = función seno en sistema horario de 18 horas, con 2π radianes igual a un ciclo de 18 horas, rad.
hr_{18} = hora del día, en un sistema horario de 24 horas, pero calculada en función del altibajo de temperatura del asfalto durante un ciclo de 18 horas, decimal.
A y B = Coeficientes en función de la hora de día en que se realiza la prueba (hr_{18})
$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5$ = Coeficientes del modelo (ver Cuadro 15).

Para usar correctamente la función tiempo hr_{18}, tenga presente el intervalo de la hora del día en que se realiza la medición, calcule el valor de los coeficientes A y B en decimal (p. ej., hr_{18} = 1:15 p.m.; A = 13.25 – 15.5 = A= - 2.25), multiplique cada uno de ellos por 2π, luego divida entre 18, y aplique la función seno en radianes.

Cuadro 15
Coeficientes de las ecuaciones BELLS2 y BELLS3

Coeficientes	BELLS2	BELLS3
β_0	2.780	0.950
β_1	0.912	0.892
β_2	-0.428	-0.448
β_3	0.553	0.621
β_4	2.630	1.830
β_5	0.027	0.042

» **Park y otros - TRR 1764:** Dong-Yeob Park y otros desarrollaron un modelo para predecir la temperatura efectiva de la capa de concreto asfáltico. El modelo tiene un R^2 mayor de 90 %, y presenta como mejoras que no se requiere conocer los datos de temperatura en los 5 días previos a las mediciones. Tiene en cuenta los gradientes de temperatura debido a ciclos de calentamiento y enfriamiento diurnos, y requiere de pocos parámetros en comparación con otros modelos publicados (Park et ál., 2001).

$$T_z = T_{surf} + \left(-0.3451\,z - 0.0432\,z^2 + 0.00196\,z^3\right)\sin\left(-6.3252\,t + 5.0967\right)$$

Donde:
T_z = Temperatura de la capa asfáltica a la profundidad z, °C.
T_{surf} = Temperatura superficial de la capa asfáltica, °C.
z = Profundidad a la cual se estima la temperatura de la capa asfáltica, cm.
sin = función seno, rad.
t = momento en que midió la temperatura superficial de la capa asfáltica, días.
$0 < t < 1$ (p. ej., 1:30 p.m. = 13.5/24 = 0.5625 días).

4.4.2.2. Corrección por temperatura para la deflexión en el punto de aplicación de la carga

Se encuentran varios métodos para ajustar o corregir las deflexiones obtenidas a diferentes temperaturas y ajustarlas a la temperatura de referencia. Lo anterior, como ya se mencionó, con el fin de poder realizar comparaciones entre diferentes zonas de un mismo tramo evaluado o entre diferentes tramos carreteros.

A continuación, se presentan algunas de las metodologías existentes, en las cuales el factor de corrección por temperatura se expresa mediante la siguiente formulación.

$$C_T = \frac{D_{ref}}{D_{ca}}$$

Donde:
C_T = Factor de corrección por temperatura.
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo.

» **Normativa colombiana – MOPT:** en la vigésima Reunión del Asfalto (Buenos Aires, 1977) se presentó la siguiente expresión para convertir las deflexiones medidas a otras temperaturas a la temperatura referencia (Garnica et ál., 1993). Esta se adopta en la INV E-795-13 para corregir las deflexiones medidas a temperaturas diferentes a 20 °C, cuando el espesor de las asfálticas sea mayor o igual a 5 cm.

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = \frac{1}{1+\left(8 \cdot 10^{-4} \cdot h\right) \cdot \left(T_{ca} - 20\right)}$$

Donde:
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo.
h = Espesor de la capa de concreto asfáltico, cm.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °C.

» **Normativa chilena:** la Universidad Católica de Chile realizó un estudio para la Dirección de Vialidad del mismo país, en el cual obtuvo una expresión para la corrección de deflexiones por efecto de la temperatura. Esta fue presentada en las memorias del Quinto Congreso Iberoamericano del Asfalto en 1989. Partiendo también de la relación de las deflexiones y módulos, obtuvieron las siguientes expresiones para ajustar a 20 °C las deflexiones medidas en pavimentos asfálticos a diferentes temperaturas (Garnica et ál., 1993).

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = 1.054^{(T_{ca}-20)/u}$$

$u = -34.123 \quad h^{-0.725}$, Factor para bases granulares

$u = -35.649 \quad h^{-0.624}$, Factor para bases rígidas

Donde:
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °C.
u = Factor en función del tipo de base del pavimento.
h = Espesor de la capa de concreto asfáltico, cm.

» **Normativa argentina:** en este país, las deflexiones medidas con viga Benkelman y con equipos tipo FWD han sido corregidas a la temperatura de referencia de 20 °C. De acuerdo con Giovanon et ál. (2000), la siguiente ecuación fue presentada por Petroni et ál. (1977) en el marco del VIII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito.

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = \frac{1}{1 + \frac{(T_{ca} - 20) \cdot h}{1000}}$$

Donde:
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia. mm/100.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo. mm/100.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °C.
h = Espesor de la capa de concreto asfáltico, cm.

» **Normativa española:** en la Norma 6.3 de la Instrucción de Carreteras de la Dirección General de Carreteras del ministerio de Fomento

Español, se fija la temperatura de referencia a 20 °C. En pavimentos que no tengan mezcla asfáltica o que su espesor sea inferior a 10 cm, no se aplica ninguna corrección. Así mismo, si la fisuración existente en el pavimento es alta, tampoco se considera que tenga efecto la temperatura en el comportamiento de las deflexiones. Por otro lado, se restringe tomar deflexiones con temperaturas inferiores a 5 °C y por encima de 30 °C; esto es lógico, ya que si la temperatura en el pavimento es muy baja, hará que la deflexión sea muy baja; y si la temperatura es muy elevada, se tendrá que la deflexión será muy alta (Tavira, 2009).

La expresión válida para superficie poco fisurada y espesor de capas asfálticas igual o mayor a 10 cm, es:

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = \frac{200}{3T_{ca} + 140}$$

La expresión válida para superficie muy fisurada y espesor de la capa asfáltica igual o superior a 10 cm, es:

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = \frac{2T_{ca} + 160}{3T_{ca} + 140}$$

Donde:
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °C.

» **Richard Kim y otros - TRR 1473:** Kim y otros propusieron la siguiente expresión para corregir la deflexión superficial máxima a la temperatura de referencia de 20 °C. De acuerdo con la referencia, las curvas presentadas por AASHTO para la corrección de las deflexiones por efecto de temperatura, muestran una relación lineal. Sin embargo, un estudio más detallado de las deflexiones como función de la temperatura media de la capa asfáltica, sugiere que la

relación existente se expresa mejor mediante una función no lineal; por lo tanto, la siguiente ecuación representa bastante bien la relación existente (Kim et ál., 1995).

$$\frac{D_{68}}{D_{ca}} = 10^{\alpha^{(68-T_{ca})}}$$

Donde:
D_{68} = Deflexión corregida a la temperatura de 68 °F.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo.
$\alpha = 3.67x10^{-4} * h^{1.4635}$ para la zona de canalización del tránsito.
$\alpha = 3.65x10^{-4} * h^{1.4241}$ para la parte central del carril.
h = Espesor de la capa de concreto asfáltico, pulg.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °F.

» **Dar - Hao Chen y otros - TRR 1716:** De acuerdo con los autores, es preferible tener una ecuación universal que permita al usuario adoptar su propia temperatura de referencia. La investigación presenta la siguiente ecuación, la cual aplica un factor por espesor derivado a partir del uso de una técnica de optimización basada en el concepto de mínimos cuadrados entre los valores objetivo y los valores a predecir, mediante la asunción de un modelo no lineal (Chen et ál., 2000).

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = \frac{1.0823^{-0.0098 \cdot t}}{0.8631} \cdot T_{ref}^{0.8316} \cdot T_{ca}^{0.8419}$$

Donde:
D_{ref} = Deflexión corregida a la temperatura de referencia, mm.
t = Espesor del pavimento, mm.
D_{ca} = Deflexión medida a la temperatura de ensayo, mm.
T_{ref} = Temperatura de referencia, °C.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °C.

Cabe anotar que en la práctica actual del Departamento de Transporte del Estado de Texas - TxDOT, la corrección por efecto de la temperatura no se aplica a pavimentos cuya capa de concreto asfáltico tenga un espesor inferior a 75 mm, debido a que la temperatura afecta en mayor medida a pavimentos gruesos que a delgados.

4.4.2.3. Corrección por temperatura para las deflexiones alejadas del punto de aplicación de la carga

La distancia radial desde el eje del plato de carga a la cual la temperatura media de la capa asfáltica afecta las deflexiones, incrementa conforme aumenta el espesor de la capa asfáltica evaluada. Este fenómeno se debe al hecho de que la distancia radial influenciada por los esfuerzos de carga inducidos dentro de la capa de concreto asfáltico, incrementa con el aumento del espesor de la capa asfáltica, y necesita que el factor de corrección por temperatura sea expresado como función de la localización del sensor (Richard y Park, 2002, p. 26).

Así mismo, el efecto de la temperatura disminuye a medida que aumenta la distancia del sensor de la carga. Este comportamiento se atribuye a que la respuesta de los sensores más alejados al punto de aplicación de la carga refleja el comportamiento estructural de las capas granulares y de la subrasante presentes bajo la capa de concreto asfáltico, las cuales no son sensibles a la temperatura.

Para suministrar una manera más precisa de corregir por temperatura las deflexiones superficiales, se debe determinar la distancia radial efectiva para corrección por temperatura. Esta se define como la distancia radial dentro de la cual cambios en la temperatura afectan las deflexiones del FWD (Richard y Park, 2002).

$$D_{eff} = 4.75 \cdot h_{ca} - 413$$

Donde:
D_{eff} = Distancia radial efectiva para corrección por temperatura, mm.
h_{ca} = Espesor de la capa de concreto asfáltico, mm.

El factor de corrección para la deflexión central por efecto de temperatura, se expresa como:

$$\lambda_w = 10^{-C \cdot h_{ca} \cdot (T_{ca} - T_{ref})}$$

Donde:
λ_w = Factor de corrección por temperatura = C_T.
C = Constante de regresión.
h_{ca} = Espesor de la capa de concreto asfáltico, pulg.
T_{ca} = Temperatura a la profundidad media de la capa asfáltica al momento del ensayo con FWD, °F.
T_{ref} = Temperatura de referencia, °F.

Para corregir las deflexiones a una distancia radial desde el eje del plato de carga por efecto de temperatura, se desarrolló un modelo a partir del análisis estadístico de datos de temperatura y deflexión. En el modelo, el valor C a una distancia dada desde el eje del plato de carga, se puede determinar usando la siguiente ecuación.

$$C = -Ar + C_0$$

Donde:
C = Constante de regresión para tener en cuenta la distancia radial.
r = Distancia radial desde el eje del plato de carga.
A, C_0 = Constantes de regresión en función de la región de evaluación.

En general, los valores de A y C_0 a emplear en cualquier región de Estados Unidos son -5.47×10^{-8} y 4.65×10^{-5}, respectivamente.

En conclusión, se encontró que la distancia radial a la cual la temperatura media de la carpeta asfáltica afecta las deflexiones, aumenta conforme incrementa el espesor de la capa. Estudios demuestran que las deflexiones que se ven principalmente afectadas por la temperatura, son la deflexión central y aquella registrada a 30 cm del eje de carga, entre tanto que las deflexiones medidas más allá de esta distancia permanecen más o menos constantes a diferentes gradientes térmicos (Chen et ál., 2000).

4.5. Definición de secciones homogéneas

A partir del análisis de la información deflectométrica, se puede evaluar el pavimento a lo largo del proyecto, y dividirlo en tramos de comportamiento y/o características similares que faciliten la determinación de los parámetros de diseño por sección en el tramo vial. Para esta segmentación, se pueden utilizar varios métodos, entre los que se encuentran: método de las diferencias absolutas, método LCPC, método de las sumas acumuladas, método de las diferencias acumuladas, modelos autoregresivos y segmentación bayesiana (Solminihac et ál., 2019, p. 177).

A continuación, se describe el método de análisis por diferencias acumuladas, el cual se recomienda en la guía de diseño AASHTO 1993 y ha sido adoptado en los documentos del INVÍAS, entre ellos el Anexo E de la Guía Metodológica para el Diseño de Obras de Rehabilitación de Pavimentos Asfálticos para Carreteras y la norma INV E-821-13. En este método, los tramos homogéneos se localizan entre puntos con cambios en el sentido de la pendiente y se resume de la siguiente manera:

Cuadro 16
Solución tabulada de la aproximación sucesiva de las diferencias acumuladas.

Abscisa	Valor de respuesta	Número intervalo	Distancia intervalo	Distancia acumulada	Respuesta promedio	Área intervalo Real	Área acumulada	Zx
	R_I	N	ΔX_I	$\Sigma\Delta X_I$	$\overline{R_I}$	A_I	ΣA_I	ΣA_I-F*($\Sigma\Delta X_I$)
1	r_1	1	Δx_1	Δx_1	$\overline{r_1}=r_1$	$a_1=\overline{r_1}.\Delta x_1$	a_1	$Zx_1=\Sigma a_i$ - F(Δx_i)
2	r_2	2	Δx_2	$\Delta x_1+\Delta x_2$	$\overline{r_2}=(r_1+r_2)/2$	$a_2=\overline{r_2}.\Delta x_2$	a_1+a_2	$Zx_2=(a_1+a_2)$ - $F(\Delta x_1+\Delta x_2)$
3	r_3	3	Δx_3	$\Delta x_1+\Delta x_2+\Delta x_3$	$\overline{r_3}=(r_2+r_3)/2$	$a_3=\overline{r_3}.\Delta x_3$	$a_1+a_2+a_3$	
Lp	r_n	N_t	Δx_{Nt}	$\Delta x_1+\ldots+\Delta x_{Nt}$	$\overline{r_{Nt}}=(r_{n1}+r_n)/2$	$a_{Nt}=\overline{r_{Nt}}.\Delta x_{Nt}$	$a_1+\ldots+a_{Nt}$	$Zx_{Nt}=(a_1+\ldots+a_{Nt})$ - $F(\Delta x_1+\ldots+\Delta x_{Nt})$

$$F = \frac{At}{L}$$

Donde:
F = Factor.
At = Sumatoria de los valores obtenidos de área acumulada.
L = Longitud del tramo en estudio, km.

4.6. Cuencos característicos

Cuando se estudia la condición estructural del pavimento en servicio con fines de planificar actividades de mantenimiento o diseño de refuerzos, se deben considerar las secciones homogéneas previamente definidas y no la medición de deflexiones individuales. Cada sector homogéneo deberá ser tratado de manera independiente para los propósitos del diseño de las obras de rehabilitación del pavimento.

La resistencia del pavimento varía de un punto a otro, así como lo hacen las deflexiones, debido a cambios en las propiedades del suelo de subrasante y los materiales que componen las diferentes capas del pavimento, y también como resultado de la falta de uniformidad durante el proceso constructivo. Por lo tanto, es importante establecer en cada sección homogénea un cuenco cuyos valores de deflexión representen el comportamiento prevaleciente en todos los cuencos de la sección; su selección se basa en análisis estadísticos, tales como desviación estándar, promedios y percentiles.

Normalmente, este cuenco se selecciona luego de realizar los ajustes pertinentes por carga y temperatura; sin embargo, se obtiene un resultado equivalente si las correcciones se aplican al cuenco característico en lugar de los datos individuales, siempre que se tengan en cuenta los mismos criterios de ajuste.

Estudios de deflectometría en pavimentos han demostrado que las deflexiones medidas a lo largo de una sección presentan una distribución normal o de Gauss. Así que si se conoce un cierto número (n) de deflexiones (D) medidas a lo largo de una sección de pavimento,

asumiendo que se distribuyen de acuerdo con la ley de Gauss, se podría calcular la deflexión media ($\bar{D}$), la desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación (C_V), utilizando las siguientes expresiones (Carneiro, 1966):

$$\bar{D} = \frac{\sum D}{n}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum \left(D - \bar{D} \right)^2}{n-1}}$$

$$C_V = \frac{\sigma}{\bar{D}}$$

Donde:
D = Deflexión.
$\bar{D}$ = Deflexión media.
n = Número de deflexiones.
σ = Desviación estándar.
C_V = Coeficiente de variación.

Dado que D varía de punto a punto; σ y C_V suministran un indicador de esta variación, la cual es mayor en las secciones donde existe alta dispersión en los valores de deflexión. Por su parte, la desviación estándar da una idea de la dispersión cuando la media es la misma. A su vez, el coeficiente de variación indica el mayor o menor valor de dispersión, incluso para secciones con diferente deflexión media.

Siguiendo los criterios normalmente adoptados en el análisis estadístico, se puede establecer como deflexión característica para una sección determinada, es decir, la deflexión que mejor representa la sección, al valor dado por la siguiente expresión:

$$D_c = \bar{D} + f\sigma$$

Donde:
D_c = Deflexión característica.
$\bar{D}$ = Deflexión media.
f = Número de desviaciones estándar.
σ = Desviación estándar.

Considerando que cada deflexión media representa una cierta extensión (o área) de pavimento, cada valor de f corresponde a un porcentaje de la extensión total, o área, con probabilidades de presentar deflexiones superiores a la deflexión característica, como se indica en el siguiente cuadro (Carneiro, 1966).

Cuadro 17
Deflexión característica en función de la extensión de pavimento con D > Dc

Deflexión característica $D_c = \bar{D} + f\sigma$	Extensión de pavimento o área con D > Dc (%)
$D_c = \bar{D}$	50
$D_c = \bar{D} + \sigma$	15
$D_c = \bar{D} + 1.30\,\sigma$	10
$D_c = \bar{D} + 1.65\,\sigma$	5
$D_c = \bar{D} + 2.0\,\sigma$	2
$D_c = \bar{D} + 3.0\,\sigma$	0.1

Como se puede observar, en función de la deflexión característica seleccionada, una sección de pavimento puede ser sobre o subdiseñada. Por ejemplo, con $D_c = \bar{D}$ probablemente 50 % del área de la sección será subdiseñada, entre tanto que con $D_c = \bar{D} + 3.0\,\sigma$ prácticamente se previenen los deterioros, pero en este caso el diseño puede resultar exagerado y el proyecto costoso, por lo que es más conveniente adoptar un valor intermedio entre $\bar{D}$ y $\bar{D} + 3.0\,\sigma$, y aplicar un tratamiento adicional en puntos específicos algunos años más tarde, que implementar un diseño exagerado al principio.

Con base en la información anterior, la guía australiana de 2011 presenta el siguiente cuadro con valores recomendados de f en función del tipo de vía del proyecto.

Cuadro 18

Valores recomendados para f en función del tipo de vía

Tipo de vía	f^*	Porcentaje de todas las deflexiones medidas que serán representadas por la deflexión característica**
Primaria (Autopistas, Arterias) TPDA > 2000	2.0	97.5
Secundaria (Colectoras) TPDA < 2000	1.65	95.0
Terciaria (Locales)	1.30	90.0

*** Valores de f aplicables a 30 o más medidas de deflexión.**
**** Luego de identificar áreas a ser parchadas o reconstruidas.**

En la actualización de la guía de 2019, el grupo de trabajo de Austroads consideró que estos valores no reflejan la extensión de los deterioros cuando se rehabilitan los pavimentos, por lo cual propuso los valores de f del Cuadro 19 para ser tenidos en cuenta solo como orientación. Además, se pueden utilizar procedimientos alternativos si las deflexiones no presentan una distribución de frecuencias que se asemejan a una distribución normal (Austroads, 2019, p. 117).

Cuadro 19

Valores recomendados para f en función del número de deflexiones

Número de medidas de deflexión	f^*
10	1.38
12	1.36
14	1.35
16	1.34
19	1.33
24	1.32
≥ 30	1.31

*** Luego de identificar áreas a ser parchadas o reconstruidas.**

El valor de f seleccionado por el diseñador proporciona 10 % de probabilidad de que el valor característico no sea excedido por un valor individual. En resumen, las deflexiones características son los valores de deflexión completamente ajustados, que son un índice útil de la suficiencia estructural de una determinada sección de pavimento.

5. Parámetros del cuenco de deflexiones

Las cargas del tránsito provocan deformaciones de tipo recuperable y permanente sobre los pavimentos. Las deformaciones permanentes son aquellas que se mantienen luego de cesar la carga, por ejemplo, las que se presentan sobre la huella de los carriles por la sobreconsolidación que genera el tránsito.

Las deformaciones recuperables son un indicador del comportamiento elástico de la estructura, estas dejan de existir luego de que finaliza la carga. Su estudio es fundamental para entender el comportamiento de los pavimentos, ya que caracterizan las condiciones estructurales de las capas del pavimento y la subrasante (Lopes, 2012).

La deflexión registrada en el eje de aplicación de la carga corresponde a la deflexión máxima, esta describe el comportamiento integral del pavimento, presentando altos valores en sistemas estructurales débiles y bajos en sistemas más fuertes. Aunque la deflexión máxima hace parte importante de la caracterización del sistema pavimento-subrasante, por sí sola no es suficiente para determinar la condición estructural de un pavimento, ni para retrocalcular los módulos de las capas que los componen (Horak, 1987).

Por las limitaciones que presenta la deflexión máxima, como indicador para la caracterización del estado integral del pavimento, se han desarrollado otros parámetros que permiten describir el estado de esfuerzos en las diferentes capas, relaciones de rigidez y calificar el estado de un pavimento.

5.1. Evaluación cualitativa del pavimento

Para evaluar cualitativamente el pavimento, varios investigadores han descrito partes del cuenco de deflexiones, y a partir de este se han

desarrollado correlaciones y metodologías para hacer un mejor uso de todo el cuenco de deflexiones en el análisis estructural.

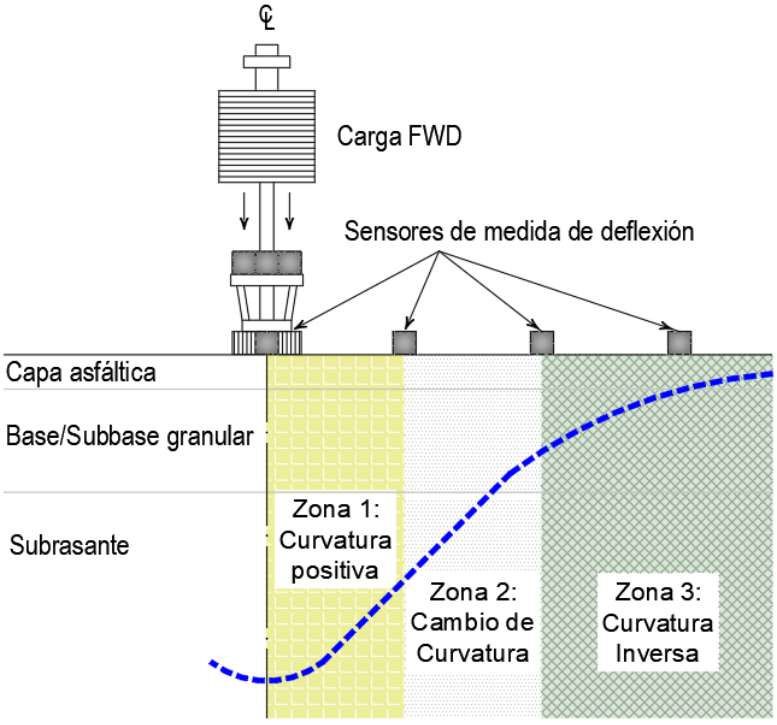
5.1.1. Índice Deflexión Central (D_o), Índice de Curvatura Superficial (ICS), Índice de Daño de la Base (IDB) e Índice de Curvatura de la Base (ICB)

Existen parámetros cualitativos que proporcionan información sobre la condición relativa de un pavimento flexible. En Suráfrica, el uso de estos parámetros, desarrollados por Horak, ha sido beneficioso en análisis semiempíricos y métodos de evaluación comparativa tendientes a describir de una mejor manera la respuesta estructural de pavimentos.

Estos parámetros surgen del análisis del cuenco de deflexión, el cual ha sido dividido en 3 zonas, donde cada una de ellas es utilizada para formular un parámetro relacionado con la condición del pavimento.

- Zona 1. Está localizada cerca al eje de aplicación de la carga, generalmente dentro de los 300 mm de esta. En esta zona, la curvatura del cuenco de deflexión es positiva.
- Zona 2. La ubicación de esta zona depende de las propiedades estructurales de las capas intermedias del pavimento, normalmente se da entre 300 y 600 mm del eje de carga. En esta zona, el cuenco de deflexión presenta una inflexión y la curvatura cambia de positiva a negativa.
- Zona 3. Corresponde a la zona más alejada desde el eje de carga, normalmente se extiende desde 600 hasta más allá de 2000 mm. Presenta una curvatura inversa y la deflexión eventualmente se reduce a cero. La extensión de esta zona está relacionada con el espesor total del pavimento.

Figura 37
Zonas del cuenco de deflexión adaptado (Horak, 2008)



Los parámetros desarrollados se presentan en el Cuadro 20 y han sido formulados bajo las siguientes premisas.

1. Las diferencias entre las deflexiones cercanas al punto de aplicación de carga, reflejan la rigidez relativa en las capas superiores del pavimento.

2. Las diferencias entre las deflexiones de la parte media del cuenco de deflexión (entre 300 y 600 mm del punto de aplicación de carga) reflejan la rigidez relativa en las capas granulares o de apoyo del pavimento.

3. Las deflexiones medidas cerca al extremo del cuenco de deflexión, reflejan bastante bien la condición de la subrasante o fundación.

Cuadro 20
Parámetros empleados para la evaluación deflectométrica cualitativa

Parámetro	Fórmula	Indicador
Índice de Curvatura Superficial	$ICS=D_0-D_{30}$	Junto con otros parámetros, proporciona una idea sobre la rigidez de las capas asfálticas
Índice de Daño de la Base	$IDB=D_{30}-D_{60}$	Deformación compresiva sobre las capas de apoyo de las capas asfálticas
Índice de Curvatura de la Base	$ICB=D_{60}-D_{90}$	Deformación compresiva sobre la subrasante o fundación

En el Cuadro 21 se presentan los rangos de comportamiento para los parámetros del cuenco de deflexiones en pavimentos flexibles (Horak, 2008).

Cuadro 21
Umbrales de evaluación deflectométrica cualitativa

Tipo de base	Condición estructural	D0 (µm)	ICS (µm)	IDB (µm)	ICB (µm)	RC (µm)
Granular	Buena	< 500	< 200	< 100	< 50	> 100
	Regular	500 - 750	200 – 400	100 - 200	50 – 100	50 - 100
	Mala	> 750	> 400	> 200	> 100	< 50
Cementada	Buena	< 200	< 100	< 50	< 40	> 150
	Regular	200 - 400	100 – 300	50 - 100	40 - 80	80 - 150
	Mala	> 400	> 300	> 100	> 80	< 80
Bituminosa	Buena	< 400	< 200	< 100	< 50	> 250
	Regular	400 - 600	200 – 400	100 - 150	50 - 80	100 - 250
	Mala	> 600	> 400	> 150	> 80	< 100

Donde:
D_0 = Deflexión máxima, µm.
ICS = Índice de curvatura superficial, característico de las capas superficiales, µm.

IDB = Índice de daño de la base, característico de las capas de apoyo de la capa asfáltica, µm.
ICB = Índice de curvatura de la base, característico de la fundación, µm.
RC = Radio de curvatura, µm.

5.1.2. Radio de curvatura

El radio de curvatura corresponde al punto de inflexión del cuenco de deflexiones, en su punto más crítico. Este fue uno de los primeros parámetros en ser utilizados en la evaluación estructural de pavimentos. Estudios tendientes a definir el tipo de ecuación que mejor correlaciona con la curva del cuenco, mostraron que el mejor ajuste se da mediante una curva parabólica de segundo grado hasta una distancia de 25 cm desde el eje de aplicación de la carga (Lopes, 2012, p. 38).

El radio de curvatura indica la capacidad de la estructura de pavimento flexible para distribuir los esfuerzos solicitantes a las capas subyacentes. Este parámetro es altamente dependiente del aporte estructural de las capas superiores e intermedias (capa asfáltica, base y subbase) y poco dependiente de la capa de subrasante (PITRA, 2018).

La expresión para determinar el radio de curvatura es la siguiente.

$$RC = \frac{L^2}{2D_0\left(1-\frac{D_L}{D_0}\right)}$$

Donde:
RC = Radio de curvatura, m.
L = Distancia desde el centro del plato de carga (200 mm para el FWD), 0.01 mm.
D_L = Deflexión a L cm desde el centro del plato de carga, 0.01 mm.
D_0 = Deflexión máxima, 0.01 mm.

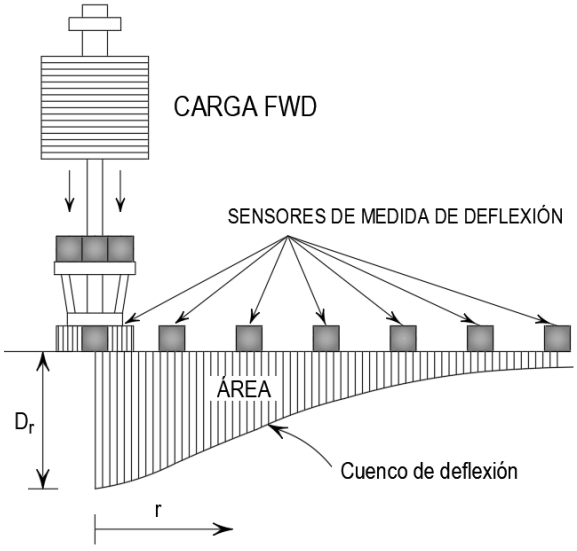
5.1.3. Parámetro ÁREA

El parámetro ÁREA fue desarrollado por Hoffman como parte de su tesis de maestría en el Instituto Tecnológico de Israel, e incorporado

en el Método AASHTO en 1981 mientras trabajaba en su doctorado en la Universidad de Illinois con el profesor M. Thompson (Labuz et ál., 2008).

Es simplemente el área de la sección transversal del cuenco de deflexión desde el centro del plato de carga hasta 36 pulgadas del mismo. Es un factor que normaliza todas las deflexiones con relación a la deflexión central usando la regla de Simpson, por lo tanto, el ÁREA es función de la ubicación del sensor y tiene unidades de longitud. El valor máximo no puede superar 914.4 mm (36 pulgadas) correspondiendo al caso cuando la medida de los cuatro sensores es igual, teóricamente se presenta en pavimentos extremadamente rígidos. El valor mínimo puede ser asumido como 281.9 mm (11.1 pulgadas) al calcularlo usando el modelo de semiespacio elástico (modelo de Boussinesq), se presentaría si el pavimento tuviese la misma rigidez de la subrasante (Hoffmann, 1982).

Figura 38
Parámetro ÁREA



En definitiva, el parámetro ÁREA es un indicador de la rigidez relativa entre el pavimento y su soporte. Dicho parámetro se define de la siguiente manera:

$$ÁREA(mm) = \frac{150(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90})}{D_0}$$

$$ÁREA(pulg) = \frac{6(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90})}{D_0}$$

Donde:
ÁREA del cuenco de deflexiones.
D_0, D_{30}, D_{60} y D_{90} = Deflexiones del FWD en µm, para r = 0, 30, 60, 90 cm.

El Cuadro 22 suministra una guía general de los valores de ÁREA obtenidos a partir de deflexiones de la superficie del pavimento con FWD (*Washington State Department of Transportation* [WSDOT], 1995, p. 7-87).

Cuadro 22
Rangos del parámetro ÁREA según la estructura del pavimento

Pavimento flexible	Área (pulg)	Área (mm)
Con capas asfálticas gruesas (100mm o más)	21 - 30	530 - 760
Con capas asfálticas delgadas (menos de 100mm)	16 - 21	410 - 530
Con tratamiento superficial (estructura relativamente delgada)	15 – 17	380 - 430
Débil con tratamiento superficial	12 – 15	300 - 380

Como complemento al parámetro ÁREA, se han desarrollado parámetros adicionales del cuenco de deflexión, con el fin de evaluar la condición del pavimento, estos son $ÁREA_2$ y $ÁREA_3$ que definen la condición de las capas intermedias e inferiores, respetivamente (Kim et ál., 2000, p. 17).

$$ÁREA_2 = 6 \cdot \left[\frac{D_{30}}{D_0} + 2 \cdot \frac{D_{45}}{D_0} + \frac{D_{60}}{D_0} \right]$$

$$ÁREA_3 = 6 \cdot \left[\frac{D_{60}}{D_0} + 2 \cdot \frac{D_{90}}{D_0} + \frac{D_{120}}{D_0} \right]$$

Donde:
D_0, D_{30}, D_{60}, D_{90} y D_{120} = Deflexiones del FWD en µm, para r = 0, 30, 60, 90, 120 cm.

5.1.4. Relación de área normalizada

Cuando se normaliza el parámetro ÁREA, es decir, cuando se divide entre la deflexión máxima, este provee información acerca de la capacidad estructural del pavimento, calificándolo desde débil a fuerte. Saleh (2014) anota que el parámetro ÁREA no ha sido ampliamente empleado, debido a la carencia de escalas de evaluación del pavimento entre las condiciones extremas débil y fuerte, razón por la cual él propone el empleo del parámetro "relación de área", el cual define como la relación entre el área normalizada de cualquier pavimento y el área normalizada del pavimento más rigidizado, es decir, con área de 900 mm. Este nuevo parámetro varía teóricamente entre 0 y 1, mientras que en la práctica lo hace entre 0.3 y valores cercanos a 1, en pavimentos muy débiles y rigidizados, respectivamente.

Estudios realizados por Saleh concluyeron que la relación de área no es sensible a la condición de la subrasante, provee una evaluación razonable de la estructura de pavimento sobre la subrasante, pero no se puede emplear para hacer una evaluación integral del pavimento (Saleh, 2016a).

Con el fin de superar la limitación de la relación de área, y tener en cuenta el efecto combinado de la condición de la subrasante y las capas de pavimento sobre esta, Saleh propuso un nuevo parámetro denominado relación de área normalizada ($A_{r'}$), que se obtiene a partir de combinar la relación de área y la deflexión máxima, tal como se presenta a continuación.

$$A_r' = \frac{50}{900 D_0^{\,2}} \left\{ \left(\frac{D_0 + D_{90}}{2} \right) + \sum_{i=50}^{850} D_i \right\}$$

$$A_r' = \frac{150\left(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90}\right)}{900 D_0^{\,2}}$$

Donde:
A_r' = Área normalizada, mm.
D_0, D_{30}, D_{60} y D_{90} = Deflexiones del FWD en mm, para r = 0, 30, 60, 90 cm.

El Cuadro 23 suministra una clasificación de la capacidad estructural del pavimento a partir de la relación de área normalizada, el cual se puede calcular fácilmente para todas las secciones del pavimento en un proyecto a nivel de red. Esta clasificación ofrece una herramienta para que los administradores viales evalúen diferentes estrategias de intervención y las prioricen a partir del comportamiento estructural de la red de carreteras (Saleh, 2014).

Cuadro 23
Capacidad estructural del pavimento con base en la relación de área normalizada.

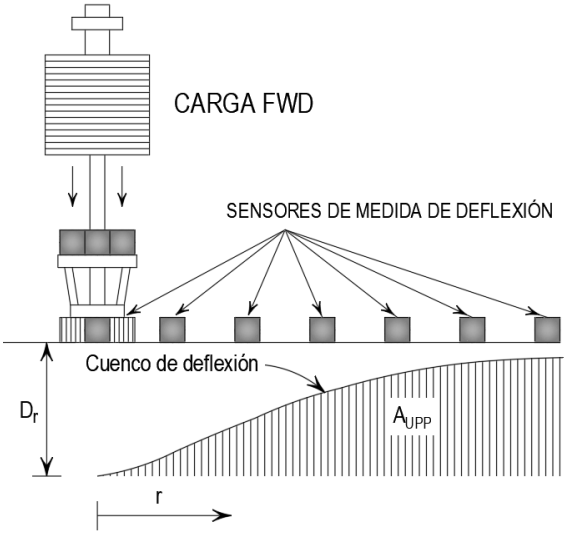
Tipo de pavimento flexible	Clasificación de la capacidad estructural del pavimento			
	Débil	Suficiente	Buena	Fuerte
Tratamiento superficial sobre granular no ligado	< 0.10	0.10 - 0.25	0.25 - 0.45	> 0.45
Capa asfáltica delgada sobre granular no ligado (< 50 mm)	< 0.25	0.25 - 0.40	0.40 - 0.70	> 0.70
Capa asfáltica gruesa (> 100 mm)	< 0.60	0.60 - 1.00	1.00 - 1.50	> 1.50
Pavimentos con base estabilizada con cemento	< 1.00	1.00 - 2.00	2.00 - 3.00	> 3.00

Como ya se anotó, de acuerdo con lo expuesto por Saleh (2016a), la relación de área normalizada (A_r') tiene la propiedad de tener en cuenta el efecto de la subrasante dentro de la capacidad estructural del sistema pavimento - subrasante. Un sistema estructural con valores bajos de A_r' puede estar conformado por capas débiles sobre la subrasante, así como también por una subrasante débil. Por el contrario, si los valores son altos, las capas colocadas son fuertes, sobre una subrasante fuerte. Además, el parámetro A_r' tiene la ventaja de reflejar el comportamiento estructural de pavimentos con diferente espesor en la capa de rodadura (capa delgada o gruesa) y en el material de las capas intermedias, las cuales pueden estar conformadas por granulares sin tratar y estabilizadas con cemento.

5.1.5. Área bajo el perfil del pavimento

El área bajo el perfil del pavimento (*Area Under Pavement Profiles* - A_{UPP}) propuesto por Hill y Thompson en 1988, es un parámetro de forma del cuenco de deflexiones con FWD, el cual es adimensional. Su definición es complementaria al parámetro ÁREA, por ejemplo, valores bajos de A_{UPP} corresponden con pavimentos altamente rígidos. A partir de la extensa base de datos ILLI-PAVE, se comprobó que es uno de los parámetros geométricos que mejor permite caracterizar la condición estructural. Con ello, se demuestra que este parámetro puede ser utilizado para estimar la deformación radial de tracción en la base de la capa de concreto asfáltico en pavimentos flexibles convencionales y perpetuos (*Full Depth*) (Gopalakrishnan et ál., 2010).

Figura 39
Área bajo el perfil del pavimento



El área bajo el perfil del pavimento se determina mediante la siguiente expresión:

$$A_{UPP} = \frac{\left(5D_0 - 2D_{30} - 2D_{60} - D_{90}\right)}{2}$$

Donde:
A_{UPP} = Área bajo el perfil del pavimento, µm.
D_0, D_{30}, D_{60} y D_{90} = Deflexiones del FWD en µm, para r = 0, 30, 60, 90 cm.

5.1.6. Factores de forma

De acuerdo con Hoffman y Thompson (1981), los factores de forma del cuenco son análogos a la derivada de la curva del cuenco de deflexión, representan la variación de la deflexión superficial con la distancia lateral desde el eje de carga. Estos factores describen la forma del cuenco de deflexión, tienen valores adimensionales, y reflejan las diferencias de rigidez entre las diferentes capas de la estructura del pavimento. En general, los pavimentos rigidizados tienen factores de forma más bajos.

$$F_1 = \frac{D_0 - D_{60}}{D_{30}}$$

$$F_2 = \frac{D_{30} - D_{90}}{D_{60}}$$

Donde:
F_1, F_2 = Factores de forma.
D_0, D_{30}, D_{60}, D_{90} y D_{120} = Deflexiones del FWD en mm, para r = 0, 30, 60, 90 cm.

5.1.7. Índice estructural

Como parte de su tesis de doctorado en la Universidad Autónoma de México, Orozco (2005) propuso el índice estructural - I_e para evaluar cualitativamente la condición estructural del pavimento. Este índice fue obtenido a partir de ensayos de deflectometría con FWD, luego de realizar varios ensayos y correlacionar distintas variables aleatorias independientes relacionadas con la respuesta estructural del pavimento. Su expresión es la siguiente.

$$I_e = \frac{D_0}{r_x} \cdot 100$$

Donde:
I_e = Índice estructural, adimensional.
D_0 = Deflexión máxima, mm.
r_x = Distancia desde el centro del plato de carga al punto de inflexión del cuenco de deflexión, mm.

Con la siguiente ecuación se modela el cuenco completo a partir de proyectar las deflexiones.

$$\Delta = \frac{D_0}{1 + (5\lambda)^c}$$

Donde:
Δ=Deflexión calculada a cualquier distancia - r, mm.
D_0 = Deflexión máxima, mm.
λ = Relación de distancias, adimensional.

$$\lambda = \frac{r}{R}$$

Donde:
r = Distancia al punto de aplicación de la carga, mm.
R = Distancia al sensor más alejado - D_{180}, 1800 mm.

$$c = \left(\frac{D_0}{D_{180}} \right)^{0.26}$$

c = Factor de forma, adimensional.

Con el fin de incorporar I_e en la evaluación de pavimentos, se elaboró el Cuadro 24, el cual presenta la principal solución a considerar en función de I_e.

Cuadro 24
Condición estructural

Calificación estructural (Ce)		Índice estructural (Ie)	Solución a considerar
10	Excelente	0 - 0.05	Tratamiento superficial
9	Muy buena	0.05 - 0.1	
8	Buena	0.1 - 0.2	Reforzamiento
7	Regular	0.2 - 0.3	
6	Mala	0.3 - 0.4	Recuperación in situ
5	Pésima	≥ 0.4	

5.1.8. Factor de extensibilidad

Vaswani (1971) define el factor de extensibilidad (*Spreadability* - S) como la deflexión promedio expresada como porcentaje de la deflexión

máxima. Este parámetro es una medida de la resistencia del pavimento. Así, pavimentos con comportamiento satisfactorio presentan valores de extensibilidad superior a 65 %, pavimentos estructuralmente más débiles tienen valores más bajos (Kamath, 1987).

El factor de extensibilidad se puede expresar matemáticamente como sigue:

$$S = \frac{D_0 + D_{30} + D_{60} + D_{90}}{4\,D_0}$$

Donde:
S = Factor de extensibilidad.
D_0, D_{30}, D_{60} y D_{90} = Deflexiones del FWD en µm, para r = 0, 30, 60, 90 cm.

El parámetro de extensibilidad ayuda a estimar la rigidez a la flexión de los pavimentos. Un valor elevado indica bajos esfuerzos y deformaciones que actúan sobre la subrasante (Sargand et ál., 2013). El siguiente cuadro muestra rangos de este parámetro usados para clasificar la condición del pavimento.

Cuadro 25
Condición estructural mediante el factor de extensibilidad

Condición	S (%)
Excelente	> 65
Buena	56 – 65
Regular	44 – 55
Mala	< 44

5.1.9. Índices de área

Los índices de área AI_1, AI_2, AI_3, AI_4 y el índice F_3 fueron definidos por Xu et ál. (2002) como indicadores adicionales para evaluar la condición de pavimentos asfálticos. Cada índice representa la condición de capas específicas del pavimento. Por ejemplo, AI_1 se derivó para reflejar la

condición de las capas superiores, AI_2 y AI_3 de las capas intermedias, y AI_4 junto con F_3, que es una extensión de los factores de forma F_1 y F_2, tienen como fin representar la condición de las capas inferiores.

$$AI_1 = \frac{D_0 + D_{30}}{2D_0} \qquad AI_2 = \frac{D_{30} + D_{60}}{2D_0}$$

$$AI_3 = \frac{D_{60} + D_{90}}{2D_0} \qquad AI_4 = \frac{D_{90} + D_{120}}{2D_0}$$

$$F_3 = \frac{D_{60} - D_{120}}{D_{90}}$$

Donde:
AI_1, AI_2, AI_3, AI_4 = Índices de área.
F_3 = Factor de forma.
D_0, D_{30}, D_{60}, D_{90} y D_{120} = Deflexiones del FWD en mm, para 0, 30, 60, 90, 120 cm desde el centro del plato de carga.

5.1.10. Factor de curvatura

De acuerdo con Tonkin y Taylor Ltd (1998), en el capítulo 10 de la guía Australiana de diseño de pavimentos de 1992, se describe un método para el diseño de sobrecapas granulares no ligadas y de concreto asfáltico. El método de diseño se basa en el parámetro función de curvatura (*Curvature Function* - CF), que matemáticamente se expresa como sigue:

$$CF = D_0 - D_{20}$$

Donde:
CF = Factor de curvatura.
D_0 = Deflexión máxima.
D_{20} = Deflexión a 20 cm desde el centro del plato de carga.

Valores altos de CF pueden indicar bajos valores de módulo en las capas superiores, o capas asfálticas con fisuración superficial. Para pavimentos granulares con capas asfálticas delgadas, es probable que CF sea entre 25 y 30 % de la deflexión máxima, valores superiores al 35 % indican la posibilidad de bajos módulos de la base granular (Austroads, 2019, p. 52).

5.1.11. Pendiente de la deflexión

En 1967, el ingeniero Kuang-Yuang Kung presentó un método para el estudio de deflexiones en pavimentos, el cual denominó pendiente de la deflexión (*Slope Deflection* - SD). El parámetro SD se derivó a partir de un cuenco típico de deflexiones por medio de principios de resistencia de materiales. Cuando un pavimento se somete a la aplicación de una carga, su superficie se tiende a deformar, la mayor deformación se presenta entre los dos puntos de inflexión de la curva. El parámetro corresponde a la línea de pendiente del cuenco que se traza entre el punto de inflexión próximo a la zona de aplicación de la carga y el de deflexión máxima (Lopes, 2012, p. 54). Investigadores como Horak reportan que este parámetro presenta pobres correlaciones con la condición estructural del pavimento, esto podría deberse a que el valor de 60 se fija de manera arbitraria, y no corresponde con la distancia real al punto de inflexión en un pavimento en servicio (Horak et ál., 2015).

$$SD = \frac{\tan^{-1}\left(D_0 - D_{60}\right)}{60}$$

Donde:
SD = Pendiente de la deflexión.
D_0 = Deflexión máxima, 0.01 mm.
D_{60} = Deflexión a 60 cm desde el centro del plato de carga, 0.01 mm.

5.1.12. Relación de deflexión (Deflection Ratio - DR)

La razón de deflexión se emplea para indicar la rigidez estructural del pavimento, es un parámetro independiente del tipo de superficie

(tratamiento superficial / concreto asfáltico) o de la resistencia de la subrasante (Lay, 2009, p. 342).

$$DR = \frac{D_{25}}{D_0}$$

Donde:
D_0 = Deflexión máxima, 0.01 mm.
D_{25} = Deflexión a 25 cm desde el centro del plato de carga, 0.01 mm.

El siguiente cuadro presenta los indicadores de la condición estructural del pavimento con base en el parámetro DR.

Cuadro 26
Condición estructural mediante el parámetro DR

Condición del pavimento	DR
Indica pavimento con capas ligadas, BEC o SBEC	> 0.8
Indica buena calidad de pavimento con capas no ligadas	0.6 - 0.8
Indica una posible debilidad en los materiales de las capas del pavimento	< 0.6

5.1.13. Índice de extensibilidad de la carga (Load Spreadability Index - LSI)

Además de los distintos parámetros hasta aquí anotados, Kim et ál. (2000) hacen mención al parámetro Índice de extensibilidad de la carga (*Load Spreadability Index* - LSI), el cual tiene como referencia a Wimsatt (1995).

$$LSI = \left(\frac{D_{120}}{D_{60}} \right) \cdot F$$

Donde:

F = mínimo entre , $\frac{D_{30}}{D_0}$, $\frac{D_{60}}{D_{30}}$, $\frac{D_{90}}{D_{60}}$, $\frac{D_{120}}{D_{90}}$, $\frac{D_{150}}{D_{120}}$, $\frac{D_{180}}{D_{150}}$.

$D_{0,}$ $D_{30,}$ $D_{60,}$ $D_{90,}$ $D_{120,}$ D_{150} y D_{180} = Deflexiones del FWD en μm, para r = 0, 30, 60, 90, 120, 150 y 180 cm.

6. Métodos de evaluación de módulos

El uso más común de los datos de deflectometría es en el cálculo de parámetros ingenieriles fundamentales de las capas del pavimento, dentro de los cuales toma relevada importancia la determinación del módulo del material. Dentro de los métodos para estimar los módulos de las capas constituyentes de la estructura de pavimento, se encuentran la aplicación de fórmulas cerradas de cálculo directo y procesos de retrocálculo, este último generalmente mediante la ayuda de herramientas informáticas.

6.1. Módulos mediante retrocálculo

Los módulos de las capas del pavimento existente y de la subrasante, se pueden determinar a partir de las deflexiones superficiales medidas con FWD y de las propiedades de las capas del pavimento en un proceso conocido como retrocálculo. El retrocálculo es un proceso sistemático e iterativo de prueba y error utilizado para determinar la combinación de módulos de las capas, ajustándolas de tal manera que el cuenco de deflexiones calculado coincida de la mejor manera con el cuenco de deflexiones medido.

6.1.1. Programas de retrocálculo

Existen numerosas rutinas disponibles para estimar los módulos de las capas del pavimento a partir del proceso de retrocálculo. Al seleccionar la rutina de análisis, debe tenerse en cuenta que el método de diseño del tratamiento de rehabilitación esté basado en procedimientos empírico-mecanicistas similares a los utilizados para el diseño de pavimentos nuevos. Las repeticiones permisibles de las cargas del tránsito se determinan a partir de la respuesta a la deformación crítica, calculadas mediante el modelo lineal elástico, a partir del uso de programas como BISAR, KENLAYER, entre otros varios. La precisión en el análisis tiene

probabilidad de ser mayor, si el modelo lineal elástico empleado para realizar el retrocálculo de módulos del pavimento existente, es el mismo usado para diseñar el pavimento nuevo (Austroads, 2019, p. 124).

El retrocálculo de los módulos de elasticidad de las capas del pavimento, se realiza mediante tres aproximaciones básicas: 1) Método del espesor equivalente (p. ej., ELMOD y BOUSDEF), 2) Método de optimización (p. ej., MODULUS y WESDEF), y 3) Método iterativo (p. ej., MODCOMP y EVERCALC). El espesor de las capas es un parámetro crítico que debe ser conocido con precisión para el uso de casi todos los programas de retrocálculo, independientemente de la metodología. Un 10 % de diferencia en el espesor puede resultar en más de 20 % de cambio en el módulo calculado (Von Quintus y Killingsworth, 1997).

Muchos de los programas de retrocálculo son limitados en el número y espesor de las capas usadas para definir la estructura de pavimento. Más importante aún, asumen que las capas tienen un comportamiento linealmente elástico, cuando es bien sabido que muchos suelos y materiales no ligados son no lineales; y, al no tenerlo presente, se puede incurrir en grandes errores al evaluar el módulo de los materiales del pavimento (Von Quintus y Simpson, 2002).

Existen varios procedimientos de retrocálculo empleados para estimar el módulo de las capas del pavimento a partir de los datos de deflexiones con FWD. Los métodos de retrocálculo se basan en minimizar el error absoluto o la raíz del error cuadrático medio entre el cuenco de deflexiones predicho y el medido. Estos se pueden agrupar en diferentes categorías según el tipo de análisis de carga (estático o dinámico) y el análisis del tipo de material de las capas (lineal o no lineal). Por consiguiente, los procedimientos de retrocálculo pueden ser categorizados en los siguientes cuatro grupos generales (Norouzi, 2013):

» Carga estática – método de caracterización del material lineal.
» Carga estática – método de caracterización del material no lineal.
» Carga dinámica – método de caracterización del material lineal.
» Carga dinámica – método de caracterización del material no lineal.

Los programas de retrocálculo de uso más difundido se basan en un método iterativo para ajustar los módulos de un sistema de capas

usando la teoría elástica. Los siguientes son los de uso más común, entre paréntesis el programa lineal elástico en que se fundamentan: BISDEF (BISAR), CHEVDEF (CHEVRON), ELMOD (MET), ELSDEF (ELSYM5), EVERCALC (CHEVRON), ISSEM4 (ELSYM5), MODCOMP (CHEVRON), MODULUS (WESLEA) y WESDEF (WESLEA). A pesar de que muchos de los programas tienen similitudes, los resultados obtenidos con cada uno de ellos pueden ser diferentes para el mismo juego de datos. Esas diferencias son el resultado de las asunciones, las técnicas de iteración y los esquemas de retrocálculo o cálculo directo usados internamente por los programas (Von Quintus y Killingsworth, 1997).

A continuación, unas características de algunos de ellos.

» **CHEVDEF:** este programa emplea el programa CHEVRON como herramienta de cálculo. CHEVDEF utiliza una variación lineal asumida en un espacio logarítmico entre el módulo de la capa y las deflexiones superficiales, al verificar los módulos después de cada iteración. Emplea una técnica de búsqueda de gradiente, y el correcto juego de módulos se busca de manera iterativa; un problema con los programas que utilizan este enfoque es que son altamente dependientes de los módulos de semilla iniciales, pudiendo proporcionar distintas soluciones para diferentes módulos de semilla (Kurt Smith et ál., 2017).

» **ELMOD:** más del 20 % de los departamentos de transporte en los Estados Unidos usa este programa, el cual ha sido desarrollado por Dynatest. ELMOD le brinda al usuario la opción de escoger entre método de elementos finitos, algoritmo para el proceso de retrocálculo de la subrasante bajo teoría no lineal o lineal elástica, y la posibilidad de manejar cualquier número de capas existentes. Él también puede acomodar hasta 15 geófonos (Norouzi, 2013).

» **EVERCALC:** este programa fue desarrollado por el Departamento de Transporte del Estado de Washington (WSDOT). EVERCALC usa WESLEA, que emplea la teoría multicapa lineal elástica como herramienta de cálculo. Hasta 5 capas de pavimento y 7 sensores se pueden definir en el programa. El usuario puede suministrar módulos semilla de las capas como datos de entrada, y EVERCALC

varía esos módulos en cada iteración hasta minimizar la diferencia entre el cuenco calculado y el medido, esta diferencia se determina calculando la raíz del error cuadrático medio. El programa da la opción de incluir una capa rígida, e internamente calcula su profundidad si el usuario suministra su módulo (Norouzi, 2013).

» **MODULUS:** MODULUS fue desarrollado por el Instituto de Transporte de Texas para el Departamento de Transporte del mismo estado. Este programa usa WESLEA como herramienta de cálculo y un método de búsqueda en bases de datos en el retrocálculo. WESLEA genera distintos cuencos de deflexión al usar diferentes valores del módulo de las capas, y luego itera para encontrar el cuenco de deflexión que mejor se ajusta al cuenco de deflexión medido con FWD. Este programa estima la profundidad de una capa rígida mediante el método propuesto por Rohde y Scullion, además puede manejar hasta siete geófonos y cuatro capas (Norouzi, 2013).

El siguiente diagrama de flujo representa los elementos fundamentales en todos los programas de retrocálculo (WSDOT, 1995).

a. Deflexiones medidas: incluye la medición de deflexiones superficiales del pavimento y la distancia desde el plato de carga asociada.

b. Espesor de las capas y cargas: incluye todos los espesores de las capas y los niveles de carga para una localización de ensayo específica.

c. Módulo inicial: el módulo semilla es el módulo inicial usado por el programa para calcular la deflexión superficial. Esos módulos son usualmente estimados a partir de la experiencia del usuario o varias ecuaciones.

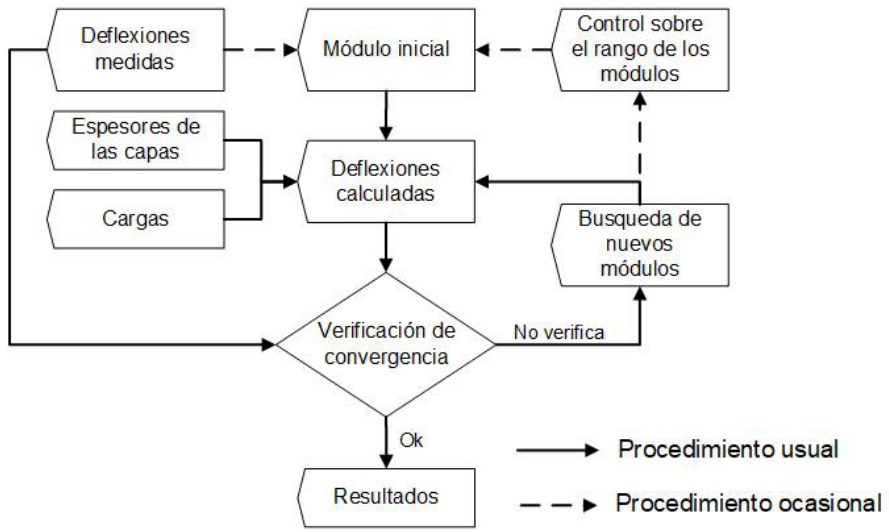
d. Deflexiones calculadas: mediante programas de cómputo de teoría elástica como BISAR, CHEVRON o ELSYM5, se calcula el cuenco de deflexiones.

e. Verificación de convergencia: en esta etapa, se comparan los cuencos medidos y calculados. Existen varios métodos de medición de errores que pueden ser usados para realizar dichas comparaciones.

f. Búsqueda de nuevos módulos: los programas de retrocálculo han empleado varios métodos para converger el módulo de un juego de capas, con aquel que produce un aceptable error entre los cuencos medidos y calculados.

g. Control sobre el rango de los módulos: en algunos programas de retrocálculo, un rango de módulo (mínimo y máximo) se selecciona o calcula, para con ello evitar la convergencia del programa a niveles de módulo irracionales (demasiado altos o bajos).

Figura 40
Elementos comunes en los programas de retrocálculo



6.1.2. Proceso de retrocálculo

Los siguientes pasos resumen brevemente el proceso de retrocálculo. No obstante, se debe tener en cuenta que existen soluciones múltiples para un determinado cuenco de deflexión al usar un programa de cálculo. Por esta razón, el proceso de retrocálculo es laborioso, requiere de un alto grado de habilidad y los resultados son moderada a altamente dependientes de la persona que realiza el retrocálculo.

- Normalice las deflexiones por carga y revise el cuenco medido, asegurándose de que las deflexiones decrecen consistentemente conforme son registradas por los sensores más alejados del eje del plato de carga. El proceso de retrocálculo se lleva a cabo con las deflexiones medidas sin corregir por temperatura, ni por contenido de humedad estacional. Identifique los cuencos de deflexión que no concuerdan con la teoría de capa elástica.
- Revise los materiales y suelos recuperados de los núcleos del pavimento y los sondeos. Separe en capas los materiales del pavimento y los suelos de subrasante o condiciones del subsuelo significativamente diferentes (p. ej., arriba y abajo del nivel freático) e identifique la profundidad de la capa rígida.
- Identifique capas en la estructura con problemas potenciales. Por ejemplo, suelos débiles por encima de suelos más rígidos, secciones en sándwich (capas o materiales débiles entre dos materiales fuertes), y capas delgadas o gruesas en relación con las capas adyacentes.
- Determine la sección transversal del pavimento a utilizar en el proceso de retrocálculo (tipo de material y espesor de las capas).
- Retrocalcule el módulo de cada capa y el término de error entre el cuenco de deflexiones predicho y el medido.
- Para errores significativos, revise la estructura de pavimento usada en el proceso de retrocálculo, cotejándola contra la información de los núcleos y sondeos. Para disminuir el término de error, separe o combine capas del pavimento si es necesario.
- Revise la relación modular entre capas adyacentes no ligadas, con el fin de identificar condiciones poco reales o improbables (p. ej., elevada relación modular que causa altos esfuerzos de tensión en la base de las capas no ligadas).
- Para aquellos cuencos que sistemáticamente alcanzan el límite superior del módulo previsto para un material en particular, se debe revisar la estructura en un intento para reducir el término de error mientras se mantienen valores razonables de los módulos. Para los cuencos que alcanzan el límite inferior para un material en

particular, el límite inferior se puede reducir aún más. Los valores bajos de módulo pueden ser razonables debido a contaminación de los materiales subyacentes, la presencia de grietas o daños internos (como desprendimientos), o el debilitamiento de algunos materiales no ligados debido al aumento de humedad o disminución de la densidad.

6.1.3. Aseguramiento de la calidad

Aspectos asociados con la calidad durante la deflectometría y el proceso de retrocálculo, tienen que ver con: la repetibilidad durante la realización del ensayo en una misma posición, una variación máxima de las deflexiones dentro de un valor porcentual, la deflexión debe decrecer al aumentar la distancia desde el eje del plato de carga. Entre las acciones a tener en cuenta para asegurar la calidad de la información, se encuentran revisar la gráfica del módulo de superficie y la selección de valores de módulo semilla adecuados.

6.1.3.1. Módulo de superficie

También conocido como módulo compuesto o módulo equivalente de superficie, se calcula de manera directa con software en campo, sin necesidad de iteraciones o conocer el espesor de las capas del pavimento, por lo cual se convierte en la manera más efectiva para asegurar la calidad de los datos recopilados por parte del operador del FWD. Al inspeccionar la gráfica del módulo de superficie correspondiente de cada punto de ensayo, el operador puede identificar cuencos que, por ejemplo, han sido tomados sobre alcantarillas, losas de acceso, o en los cuales un geófono ha quedado suspendido sobre un hueco en la superficie del pavimento (Limited, 1998).

El concepto de módulo de superficie también es importante para el diseñador del pavimento, es útil en la selección del módulo semilla para iniciar el retrocálculo del módulo de la subrasante, suministra una evaluación preliminar de la adecuada capacidad estructural, permite identificar el comportamiento del suelo y posibles problemas de drenaje subsuperficial. Además, al inspeccionar el gráfico del módulo de superficie, se puede evaluar racionalmente la forma del cuenco de deflexión, descartando cuencos del análisis, si es apropiado (Limited, 1998).

El módulo de superficie, que no debe ser confundido con el módulo de la capa superficial, se calcula a partir de las deflexiones superficiales mediante la expresión de Boussinesq. Este se define como el módulo promedio ponderado del semiespacio equivalente de un material con módulo uniforme, es un valor único que representa la rigidez total del pavimento a una distancia radial dada que combina el módulo de elasticidad de todas las capas del pavimento (Horak, 2008).

El módulo de superficie bajo el punto de aplicación de la carga, se determina con la siguiente expresión:

$$E_0 = \frac{2 \cdot \sigma_0 \cdot a \cdot \left(1 - \mu^2\right)}{D_0}$$

A una distancia r desde el punto de aplicación de la carga, se determina mediante la siguiente formulación:

$$E_r = \frac{\sigma_0 \cdot a^2 \cdot \left(1 - \mu^2\right)}{r \cdot D_r}$$

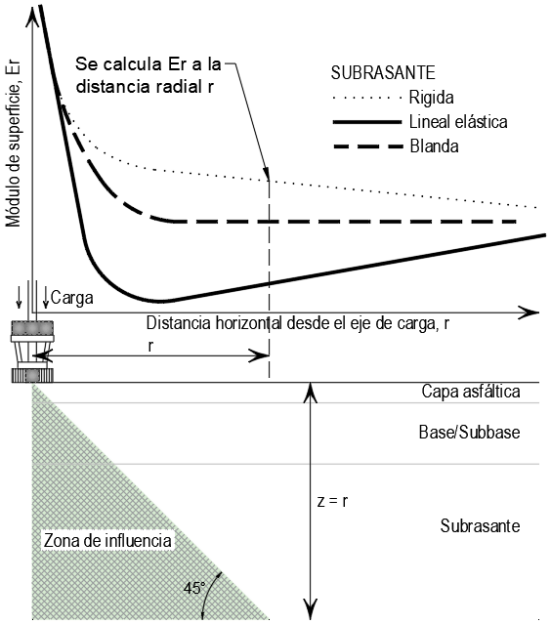
Donde:
E_r = Módulo de superficie a la distancia r desde el centro del plato de carga, MPa.
E_0 = Módulo de superficie bajo el centro del plato de carga, MPa.
σ_0 = Presión de contacto, MPa.
μ = Relación de Poisson de la subrasante.
a = Radio del plato de carga, mm.
r = Distancia desde el centro del plato de carga, mm.
D_r= Deflexión medida a una distancia r del centro del plato de carga, mm.
D_0= Deflexión bajo el centro del plato de carga, mm.

La Figura 41 presenta gráficas típicas del módulo de superficie para la estructura de pavimento representada. Se supone que la carga del plato del FWD se extiende desde el centro de este en un cono a 45°, transfiriendo la carga a través de las capas del pavimento hasta la subrasante.

En este caso, el valor de E_r calculado a la distancia horizontal r es representativo del material comprimido en la zona de influencia por debajo de la profundidad z. Conforme la distancia horizontal incrementa, para un punto que se halle ubicado donde solo la subrasante se encuentra en la zona de influencia, el módulo de superficie calculado reflejará el módulo del material de la subrasante (Horak, 2008).

Figura 41

Gráficas típicas del módulo de superficie, adaptado de Horak (2008)



La gráfica del módulo de la subrasante (E_r vs r) proporciona al momento del ensayo (Limited, 1998):

» Estimación de la resistencia de la subrasante en términos del CBR o el módulo resiliente.

» Determinación inmediata de si el módulo de la subrasante es lineal o no linealmente elástico, dando un indicador del tipo de suelo probable.

» Confirmación de la idoneidad de la configuración de los geófonos.

6.1.3.2. Rango de módulos y valor inicial

Para un determinado sistema de pavimento, existe una combinación del rango de módulo, su valor inicial y el cuenco de deflexión que produce el mejor ajuste entre el cuenco medido y el calculado. La mayor coincidencia entre las deflexiones ocurre cuando el rango de los módulos es del mismo orden de magnitud que los valores típicos del material de la capa; por esta razón, es necesario alimentar el programa con valores iniciales adecuados, en un rango válido, de acuerdo con las características del material de la capa (Rwebangira et ál., 1987).

De acuerdo con Von Quintus y Killingsworth (1997), en los programas que requieren la incorporación de valores de módulo de inicio, su selección puede afectar el número de iteraciones necesarias, el tiempo requerido para hallar una solución aceptable, y posiblemente el valor del módulo final determinado. Así mismo, debido a que existen numerosos factores que afectan el módulo de los materiales del pavimento (p. ej., el grado de saturación de los materiales no ligados, materiales contaminados, desprendimiento en mezclas de concreto asfáltico), de ser posible, la selección del rango y valor del módulo inicial se deberían basar en el análisis de los materiales recuperados mediante núcleos y sondeos, de tal manera que los valores obtenidos por retrocálculo sean racionales. No obstante, enseguida se presenta la siguiente información para ser tenida como referencia a la hora de establecer un modelo estructural para el retrocálculo.

» **Subrasante:** en la estimación del módulo inicial de la subrasante, se aplica el concepto de módulo de superficie. El procedimiento consiste en calcular el módulo de superficie a cada distancia radial, tomar el valor mínimo obtenido y asumirlo como igual al módulo inicial de la subrasante. El siguiente cuadro incluye valores sugeridos de módulo de la subrasante en función del tipo de suelo y la condición climática (Pierce et al., 2017).

Cuadro 27
Valores típicos de módulo para materiales de subrasante

Material	Seco MPa	Húmedo - No congelado MPa	Húmedo - Congelado Descongelado MPa	Húmedo - Congelado Congelado MPa
Arcilla	103	41	41	345
Limo	103	41	34	345
Arena limosa o arcillosa	138	69	34	345
Arena	172	172	172	345
Grava limosa o arcillosa	276	207	138	345
Grava	345	345	276	345

» **Granulares no ligados de subbase y base:** los siguientes cuadros presentan los valores de inicio y rangos, entre los que se pueden encontrar estos materiales (Pierce et ál., 2017).

Cuadro 28
Valores típicos de módulo para capas de material sin estabilizar

Material	Módulo inicial MPa	Rango de módulo MPa
Grava sin triturar	140 - 200	50 - 750
Grava o roca triturada	200 - 345	50 - 7000
Arena	100 - 140	35 - 550
Mezcla de suelo y agregado Predominantemente de grado fino	100 - 140	50 - 700
Mezcla de suelo y agregado (Predominantemente de grado grueso)	140 - 200	60 - 800

Cuadro 29
Valores típicos de módulo para capas de material estabilizado

Material	Módulo inicial MPa	Rango de módulo MPa
Tratado con asfalto	700 - 1400	700 - 25000
Arena asfalto	700 - 1400	700 - 25000
Concreto hidráulico fracturado	3000 - 3500	700 - 20000
Mezcla de agregado y cemento	3000 - 3500	2000 - 20000
Concreto pobre	4000 - 5000	4500 - 45000
Tratado con cemento	1400 - 2000	700 - 3000
Estabilizado con cal	200 - 300	35 - 1500
Suelo cemento	2000 - 3500	1000 - 7000

» **Mezcla de concreto asfáltico:** en una mezcla de concreto asfáltico nueva, se presentan módulos que varían entre 2000 y 4000 MPa; mientras que, en una mezcla agrietada por fatiga, a menudo se observan módulos de retrocálculo entre 700 y 1400 MPa a una temperatura aproximada de 25 °C. En algunas ocasiones, áreas con agrietamiento severo en piel de cocodrilo pueden resultar en módulos de retrocálculo que exceden significativamente el valor esperado. Si se sabe que la mezcla presenta este tipo de agrietamiento severo y se obtiene por retrocálculo un módulo elevado, se recomienda fijar el módulo entre 700 y 1400 MPa, o no utilizar el sitio de ensayo en el análisis de retrocálculo (Pierce et ál., 2017).

  Si se requiere un rango de módulo para la mezcla de concreto asfáltico, se recomienda estimar su valor inicial y establecer el rango entre 0.25 y 5 veces el valor estimado. Por ejemplo, si el módulo inicial estimado es 2800 MPa, entonces el rango de variación será entre 700 y 14000 MPa.

» **Relación de Poisson:** otro parámetro que se debe definir al realizar el análisis de retrocálculo, es la relación de Poisson, el cual, como lo han demostrado diversos estudios, es un parámetro poco sensible en el proceso, razón por la cual los valores de inicio se pueden obtener tabulados en función del tipo de material.

Cuadro 30

Valores típicos del coeficiente de Poisson (INVÍAS, 2008, p. 222)

Material	Temperatura °C	Rango	Valor típico
Materiales ligados con asfalto			
Concreto asfáltico	0 - 5	0.15 - 0.20	0.20
	5 - 20	0.20 - 0.30	0.25
	20 - 35	0.30 - 0.40	0.35
Mezclas drenantes	< 5	0.30 - 0.40	0.35
	5 - 35	0.35 - 0.40	0.40
Mezclas en frío y estabilizaciones	< 5	0.20 - 0.35	0.30
	5 - 35	0.30 - 0.45	0.35
Arena - asfalto			0.35
Materiales estabilizados			
Grava cemento		0.10 - 0.20	
Suelo cemento		0.15 - 0.25	
Arena - cal - ceniza		0.10 - 0.25	
Suelo - cal		0.15 - 0.30	
Materiales granulares y subrasante			
Subbase o base granular			0.40
Arcilla saturada		0.40 - 0.50	0.45
Arcilla arenosa		0.20 - 0.30	0.25
Limo		0.30 - 0.35	0.33
Arena densa		0.20 - 0.40	0.30
Arena de grano grueso			0.15
Arena de grano fino			0.25
Roca madre		0.10 - 0.40	0.25

6.1.4. Estimación de la profundidad de la capa rígida

La presencia de una capa de roca superficial, una capa de arcilla rígida o un nivel freático elevado, puede tener un efecto significativo en la magnitud de las deflexiones y, por lo tanto, en el módulo retrocalculado de las capas a partir de ellas. En el proceso de retrocálculo se asume

que la subrasante es un semiespacio semiinfinito, mientras que en la realidad esta capa tiene unos cuantos metros de espesor, lo cual causa que los módulos retrocalculados de las capas superiores sean incorrectos. Generalmente, cuando la capa rígida está por debajo de 12 m, su presencia tiene poca incidencia o no afecta los módulos retrocalculados (Pierce et ál., 2017).

Debido a que establecer la profundidad de la capa rígida mediante perforaciones ejecutadas durante la exploración geotécnica es poco viable, en razón del consumo de tiempo que implica y los elevados costos asociados, lo que encarecería el proyecto; la práctica común es determinarla mediante métodos como los siguientes.

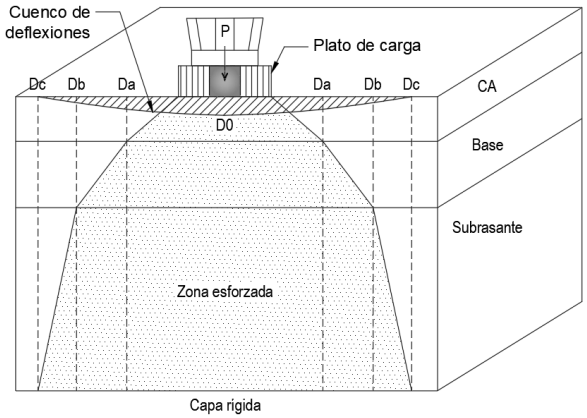
6.1.4.1. Método de Rohde y Scullion

La asunción fundamental del método es que la deformación medida en superficie es resultado de la deformación de los materiales presentes en la zona de los esfuerzos aplicados. Por lo tanto, la deflexión superficial medida a cualquier distancia del plato de carga, es el resultado de la deflexión bajo una profundidad específica en la estructura del pavimento. Esto significa que sólo aquella parte del pavimento que se encuentra en la zona que es esforzada, contribuye a las deflexiones medidas en la superficie. Además, no se producirá deflexión superficial más allá de la distancia que corresponde a la intersección de la zona de esfuerzos aplicados y la capa rígida, cuyo módulo se considera que es 100 veces mayor que el de la subrasante. Por lo tanto, el método para estimar la profundidad de la capa rígida, asume que la profundidad a la cual se produce una deflexión cero (presumiblemente debido a una capa rígida) está relacionada con la distancia a la cual se produce una deflexión superficial igual a cero (WSDOT, 1995).

Esto se ilustra en la Figura 42, donde la deflexión superficial (D_c) es cero.

Figura 42

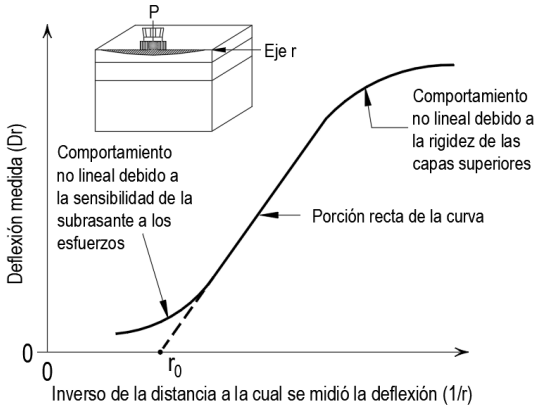
Deflexión cero debido a una capa rígida adaptado (WSDOT, 1995)



Una estimación de la profundidad a la cual ocurre la deflexión cero, se puede obtener de una gráfica que relaciona las deflexiones superficiales medidas con el inverso de las distancias a las cuales se midieron (1/r), como lo ilustra la Figura 43. La parte media de la gráfica es una línea recta y sus extremos son curvados debido a la no linealidad asociada con el comportamiento de las capas superiores del pavimento y la subrasante. La distancia a la cual ocurre la deflexión cero (r_0) se estima extendiendo la parte recta hasta el eje de las abscisas (WSDOT, 1995).

Figura 43

Gráfica 1/r vs deflexión medida adaptado (WSDOT, 1995)



Debido a diferentes factores específicos de cada pavimento, es necesario considerar otros factores adicionales a "r_0", para determinar la profundidad de la capa rígida (B). Para determinarla, se efectuaron corridas múltiples del programa BISAR con la carga de referencia (40 kN) y se asumieron diferentes valores modulares, espesores y profundidades de la capa rígida, con ello se obtuvieron las ecuaciones de regresión que se presentan a continuación. De todas maneras, siempre es conveniente verificar la profundidad calculada de la capa rígida con la real detectada mediante perforaciones. Las ecuaciones obtenidas fueron las siguientes (WSDOT, 1995):

» Para capas asfálticas menores a 5 cm.

$$\frac{1}{B} = 0.0362 - 0.3242 \cdot (r_0) + 10.2717 \cdot (r_0)^2 - 23.6609 \cdot (r_0)^3 - 0.0037 \cdot ICB$$

» Para capas asfálticas entre 5 y 10 cm.

$$\frac{1}{B} = 0.0065 + 0.1652 \cdot (r_0) + 5.4290 \cdot (r_0)^2 - 11.0026 \cdot (r_0)^3 - 0.0004 \cdot IDB$$

» Para capas asfálticas entre 10 y 15 cm.

$$\frac{1}{B} = 0.0413 + 0.9929 \cdot (r_0) - 0.0012 \cdot ICS + 0.0063 \cdot IDB - 0.0778 \cdot log(ICB)$$

» Para capas asfálticas mayores a 15 cm.

$$\frac{1}{B} = 0.0409 + 0.5669 \cdot (r_0) + 3.0137 \cdot (r_0)^2 + 0.0033 \cdot IDB - 0.0665 \cdot log(ICB)$$

Donde:
B = Profundidad de la capa rígida, pie.
r_0 = Distancia de intersección de la curva 1/r, 1/pie.
r = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.
ICS = Índice de curvatura superficial, mils
IDB = Índice de daño de la base, mils.
ICB = Índice de curvatura de la base, mils.

6.1.4.2. Método de Chatti y Harichandran

A partir de los estudios realizado por Chang y otros, y Roesset et ál. (1995) desarrollaron un procedimiento para estimar la profundidad de la capa rígida basados en el periodo natural de vibración libre (T_d) del pavimento, inmediatamente después de la aplicación de la carga con FWD. En el estudio, se consideraron suelos de subrasante en condiciones saturadas y no saturadas en pavimentos rígidos y flexibles (Roesset et ál, 1995). Posteriormente, Chatti y Harichandran modificaron la ecuaciones propuestas en el estudio de Roesset para tener en cuenta condiciones adicionales, llegando a las siguientes expresiones en función de la condiciones de la subrasante (Chatti et ál., 2004, p. 24).

» Subrasante saturada con capa rígida rocosa.

$$D_b = \frac{V_s * T_d}{1.35}$$

» Subrasante no saturada con capa rígida rocosa o nivel freático.

$$D_b = \frac{V_s * T_d}{\pi - 2.24\mu}$$

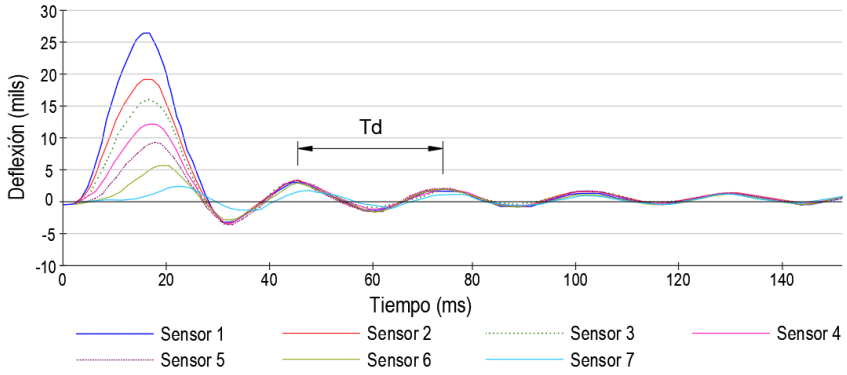
$$V_s = \left[\frac{E_{sg} \cdot \rho}{2\left(1-\mu^2\right)} \right]^{0.5}$$

Donde:
D_b = Profundidad de la capa rígida rocosa, pie.
V_s = Velocidad de onda cortante de la subrasante, pie/s.
T_d = Periodo natural de vibración libre, s.
E_{sg} = Módulo resiliente de la subrasante, klb/pie^2.
μ = Relación de Poisson de la subrasante.
ρ = Peso unitario de la subrasante, lb/pie^3.

La duración total de la deflexión debe ser varias veces más grande que la duración actual de la carga, para asegurar que toda la vibración libre ha sido atenuada. Aunque el valor apropiado depende del periodo natural fundamental del sistema y de la cantidad de amortiguación, una duración entre 0.15 y 0.20 segundos es generalmente suficiente para determinar el periodo natural del sistema de pavimento (Chatti et ál., 2004).

Figura 44

Periodo natural - T_d, a partir del historial de tiempo del sensor de deflexión (Chatti et ál., 2004)



6.1.5. Factores de ajuste para los módulos de retrocálculo

Entre las aplicaciones de la evaluación estructural del pavimento, están diagnosticar la condición estructural del pavimento existente para su monitoreo, o para el diseño de sobrecapas de refuerzo cuando el pavimento está próximo a cumplir su vida útil. En este último caso, con el fin de obtener resultados significativos durante la evaluación estructural e implementarlos en el diseño, los módulos de las capas del pavimento obtenidos por retrocálculo deben ser ajustados.

El ajuste en los módulos retrocalculados de las capas no ligadas de subrasante e intermedias granulares, obedece a que los procedimientos de diseño están basados en el valor de módulo medido en laboratorio, donde las presiones de confinamiento uniforme y los esfuerzos

verticales repetidos usados son diferentes al confinamiento y estado de esfuerzos a que se ven sometidos los materiales al ser solicitados por la carga del FWD o de las ruedas de los vehículos.

Por otro lado, el factor ambiental más importante que afecta la superficie de pavimentos flexibles es la temperatura de la capa asfáltica, influyendo en su módulo, razón por la cual los módulos retrocalculados deben ser ajustados al módulo esperado a determinada temperatura de referencia o característica de la sección de pavimento que está siendo analizada.

El ajuste de los módulos obtenidos por retrocálculo es imperativo para la implementación de los métodos de diseño de rehabilitación presentados en la Guía de Diseño Mecanístico Empírico de Pavimentos (MEPDG), así como en el tradicional método AASHTO 1993. Considerando que los modelos de desempeño en la MEPDG fueron calibrados usando datos de los módulos resilientes de los ensayos de laboratorio, es necesario convertir los módulos resilientes obtenidos con FWD a valores equivalentes de laboratorio.

6.1.5.1. Subrasante

La determinación de un factor de ajuste, para hacer consistente el valor de módulo resiliente obtenido por retrocálculo y en laboratorio, es un tema de investigación en varios países. A continuación, se anotan los resultados de algunas de las investigaciones tendientes a definir el factor de ajuste a ser tenido en cuenta durante la implementación de los métodos de diseño.

» **FHWA-RD-97-083:** el módulo resiliente de la subrasante es muy sensible a cambios en el contenido de humedad, la cual varía con las estaciones climáticas. Si este módulo estacional se determina mediante el uso de técnicas de retrocálculo, debe ser multiplicado por un factor de ajuste:

$$C = \frac{M_r}{M_{rr}}$$

Donde:
C = Factor de ajuste.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante de laboratorio.
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado.

Este factor ajusta el módulo retrocalculado a un valor equivalente medido en laboratorio. La razón para este ajuste es que el procedimiento de diseño está basado en el valor de módulo medido en laboratorio, y el uso del módulo de retrocálculo resultará en un espesor de pavimento insuficiente para diseños basados en el criterio de serviciabilidad (Von Quintus y Killingsworth, 1997, p. 15).

El factor de corrección o ajuste para el módulo elástico equivalente, calculado a partir de cuencos de deflexión medidos con FWD para suelos de fundación o terraplenes, es dependiente de los materiales presentes sobre la subrasante. Los valores recomendados en el estudio "*Design Pamphlet for the Determination of Design Subgrade in Support of the 1993 AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures*" se presentan en el Cuadro 31.

Cuadro 31
Factor de ajuste para suelos de subrasante

Tipo de pavimento	Factor de ajuste "C" promedio	Coeficiente de variación, %
Suelos de subrasante bajo una subrasante estabilizada.	0.75	13
Suelos de subrasante bajo un pavimento sin una capa de base y/o subbase granular no ligada, y sin subrasante estabilizada.	0.52	37
Suelo de subrasante bajo un pavimento con una capa de base y/o subbase granular no ligada, pero sin subrasante estabilizada.	0.35	49

Los factores de ajuste presentados fueron determinados usando el espaciamiento entre sensores, normalizado en el programa *Long Term*

Pavement Performance (LTPP), y llevado a cabo por la Strategic Highway Research Program (SHRP) (0, 0.2, 0.3, 0.5, 0.6, 0.9, y 1.5 m). Cualquier variación de este espaciamiento normalizado puede tener efecto en los valores de C. Sin embargo, se ha encontrado que esas diferencias son relativamente pequeñas (menores al 15 %) para otro espaciamiento entre sensores comúnmente usados; sensores igualmente espaciados a 30 cm (Von Quintus y Killingsworth, 1997, p.16).

» **AASHTO 1993:** dentro de las principales investigaciones tendientes a evaluar el comportamiento de los pavimentos durante su vida útil, destaca el Experimento Vial AASHTO, realizado en los Estados Unidos de América en la década de 1950, que corresponde a un experimento a escala real. Este produjo sus primeros resultados en 1960, publicando varias guías interinas – a partir de ese año – hasta 1993 cuando publica la guía definitiva de diseño.

  La guía de diseño AASHTO 1993 indica que, en el desarrollo del modelo de desempeño para el diseño de pavimentos flexibles, a partir del Experimento Vial AASHTO, se tomó un valor de módulo resiliente igual a 3000 lb/pulg^2, sin aclarar cómo o porqué se seleccionó este valor. Con el fin de establecer la incidencia de tomar este valor, se llevaron a cabo análisis a partir de datos de deflectometría y ensayos de módulo en laboratorio sobre muestras Shelby recobradas en sitios del Experimento Vial AASHTO; junto con posteriores análisis mediante el programa de elementos finitos ILLI-PAVE. Los resultados obtenidos sugirieron que, si los datos de deflectometría del Experimento Vial AASHTO hubiesen estado disponibles, los valores del módulo resiliente retrocalculado serían mayores de 3000 lb/pulg^2 por un factor de al menos 3.

  Para verificar esta condición, posteriormente se obtuvieron datos a partir de varios ensayos realizados en dos estados, se retrocálculo el módulo de la subrasante y, mediante la comparación con los resultados de muestras ensayadas en laboratorio, se obtuvieron los resultados del Cuadro 32 para el factor de ajuste en suelos de subrasante fino granular. En este estudio no se investigó la relación existente entre el módulo de retrocálculo y el de laboratorio en suelos de subrasante granular (AASHTO, 1993, p. L-13).

Cuadro 32
Factor de ajuste para suelos de subrasante fino-granulares

Sistema de clasificación		Mr Laboratorio	Mrr Retrocálculo	Factor de ajuste – C
SUCS	AASHTO	MPa	MPa	
ML, CL	A-2, A-4, A-6	48	172	0.28
CL	A-2, A-6	33	156	0.21
CL, SC	A-4	21	189	0.11
SM, ML	A-4, A-2-5	41	93	0.44
CH	A-7-6	41	135	0.31
SM	A-2-4	28	97	0.29
CL, SC	A-4	31	98	0.31

En definitiva, el método AASHTO 1993 recomienda un valor C de 0.33 para ajustar el valor del módulo resiliente por retrocálculo y hacerlo consistente con el valor medido en laboratorio de 3000 lb/pulg^2, obtenido al aplicar un esfuerzo desviador de 6.0 lb/pulg^2, el cual fue usado en el Experimento Vial AASHTO para el desarrollo de la expresión de diseño de pavimentos flexibles. La necesidad de esta corrección fue verificada mediante datos de módulo resiliente de campo y laboratorio a partir del Experimento Vial AASHTO y otros sitios (Hall et ál., 1992), comprobando que en el procedimiento de retrocálculo del Método AASHTO 1993, el esfuerzo desviador a la distancia "r" para la subrasante es menor que 6.0 lb/pulg^2, por lo que el módulo resiliente determinado por retrocálculo es mayor en comparación con el esperado de 3000 lb/pulg^2.

» **Departamentos de transporte en Estados Unidos:** basados en los resultados de AASHTO, los departamentos de transporte de diferentes estados han realizado investigaciones independientes tendientes a desarrollar su propia calibración del factor de ajuste, con el fin de mejorar la eficiencia en el diseño de rehabilitación de pavimentos y reflejar las prácticas locales (Ng et ál., 2018). Los resultados se presentan en el Cuadro 33.

Cuadro 33
Factor de ajuste empleado por agencias de transporte en Estados Unidos

Agencia	Factor de ajuste – C	Observación
AASHTO	0.33	
Departamento de Transporte de Colorado	0.52	
Departamento de Transporte de Idaho	0.35	
Departamento de Transporte de Missouri	0.35	
Departamento de Transporte de Montana	0.50	
Departamento de Transporte de Utah	0.55	Para suelos fino-granulares
	0.67	Para suelos granulares
Departamento de Transporte de Wyoming	0.645	

» **Universidad del Estado de Michigan:** este estudio se llevó a cabo con el fin de unificar el procedimiento para caracterizar la resistencia de la subrasante como parámetro de entrada, al implementar el método AASHTO 1993 y la MEPDG en los procedimientos de diseño del Estado de Michigan. Como resultado del estudio, el Cuadro 34 provee una lista con la relación entre el valor del módulo resiliente promedio retrocalculado, usando los datos de las medidas de deflexiones, y el promedio obtenido en el laboratorio en función del tipo de suelo (Baladi et ál., 2009, p. 105).

Cuadro 34

Factor de ajuste para suelos de subrasante de acuerdo con el tipo de suelo

Sistema de clasificación		Resultados de laboratorio		Resultados de retrocálculo		Factor de ajuste - C
SUCS	AASHTO	Número de ensayos	Mr promedio MPa	Número de ensayos	Mrr promedio MPa	
SP1	A-1-a A-3	16	199	1499	190	0.96
SP2	A-1-b A-3	10	176	563	172	0.98
SP-SM	A-1-b A-2-4 A-3	8	145	364	140	0.96
SC-SM	A-2-4 A-4	7	160	1924	139	0.87
SC	A-2-6 A-6 A-7-6	16	129	1517	147	1.14
SM	A-2-4 A-4	17	117	370	170	1.45
CL	A-4 A-6 A-7-6	9	256	774	104	0.41
ML	A-4	4	169	23	110	0.65
Promedio						0.93

Como conclusión, se tiene que los resultados del módulo retrocalculado y el de laboratorio son próximos cuando los límites de esfuerzo usados en laboratorio coinciden con los aplicados durante el ensayo con FWD.

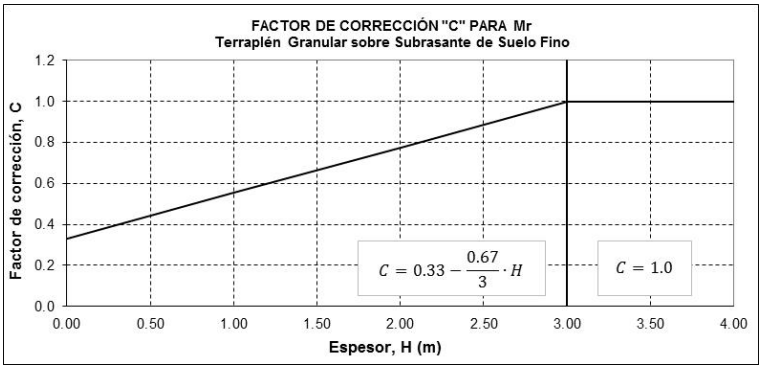
» **Cámara Chilena de la Construcción:** el factor C propuesto por la guía AASHTO es 0.33 para suelos finos, no obstante, no se propone un valor para suelos de subrasante granulares. En estudios realizados por la Universidad de Arizona, se ha encontrado que el factor C para diversos tipos de suelos puede variar entre 0.54 y hasta 1.80. En Chile, para suelos finos se puede considerar un factor de 0.33 y para suelos granulares de 1.00. En el caso de pavimentos compuestos, el

valor de C a utilizar es un valor entre el rango de 0.33 a 1.00, el cual se determina a partir de la corrección del módulo como se describe a continuación (Cámara Chilena de la Construcción, 1996).

- Terraplén de suelos finos sobre subrasante de suelos finos: C = 0.33.
- Terraplén de suelos granulares sobre subrasante de suelos granulares: C = 1.00.
- Terraplén de suelos granulares sobre subrasante de suelos finos:

Figura 45

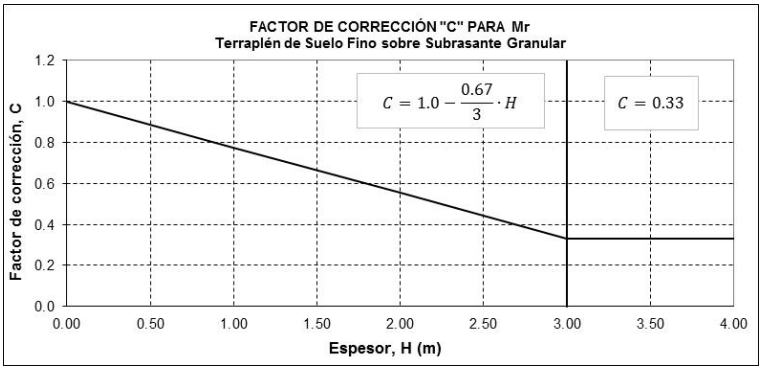
Factor de ajuste terraplén granular sobre subrasante de suelo fino



- Terraplén de suelos finos sobre subrasante de suelos granulares:

Figura 46

Factor de ajuste terraplén de suelo fino sobre subrasante granular



» **Instituto de Transporte de Texas:** en este proyecto, investigadores del Instituto de Transporte de Texas, junto con ingenieros del Departamento de Transporte del Estado de Florida, condujeron esfuerzos colaborativos para evaluar los factores de corrección aplicables a los materiales para pavimentos en Florida para su implementación en el diseño de refuerzos de acuerdo con la MEPDG. El proyecto recomienda los factores de ajuste para determinar el módulo equivalente de laboratorio, dado el correspondiente módulo retrocalculado en materiales de base, subrasante estabilizada y terraplén. El factor de ajuste fue evaluado a diferentes profundidades en cada una de las capas. Sin embargo, aunque pruebas estadísticas de significancia mostraron diferencias entre los factores determinados a diferentes profundidades, la magnitud de estas diferencias dentro de un intervalo de confianza del 95 % no fue lo suficientemente significativa, por lo que se optó por combinar los datos del factor de ajuste determinados en las diferentes profundidades de cada capa, con el fin de generar los siguientes modelos de regresión del factor de corrección en función del módulo retrocalculado de cada capa (Fernando y Ho, 2011).

- Capa de base:

$$C = 10.503 \cdot M_{rr}^{-0.855}$$

- Capa de subrasante estabilizada:

$$C = 8.041 \cdot M_{rr}^{-0.848}$$

- Capa de terraplén:

$$C = 7.837 \cdot M_{rr}^{-0.833}$$

Donde:
C = Factor de ajuste.
M_{rr} = Módulo resiliente retrocalculado.

6.1.5.2. Granulares no ligados de subbase y base

Al igual que para la subrasante, AASHTO recomienda que el módulo elástico de las capas sea retrocalculado a partir del cuenco de deflexiones para definir las propiedades a la respuesta de carga de capas individuales en la estructura de pavimento, y para asistir al ingeniero en la selección de la alternativa de rehabilitación viable para corregir algunos daños superficiales o deficiencias en el pavimento.

» **FHWA-RD-97-077:** el módulo resiliente retrocalculado y el medido en laboratorio no son iguales por varias razones. La razón más importante es que las presiones de confinamiento uniforme y los esfuerzos verticales repetidos usados durante el ensayo en laboratorio, no simulan realmente el confinamiento y la variación en el estado de esfuerzos que se presentan en las capas del pavimento al ser solicitadas por la carga del FWD o de las ruedas de los vehículos. Consecuentemente, el módulo retrocalculado debe ser ajustado para hacerlo consistente con el valor determinado en laboratorio, con el fin de ser usados en los procedimientos de diseño descritos en la guía AASHTO.

  Los factores de ajuste presentados son dependientes del material y tipo de pavimento, y han sido determinados mediante el uso de procedimientos de ensayo de laboratorio específico y módulos calculados a partir del cuenco de deflexiones medido con FWD. Estos factores de ajuste a las condiciones *in situ* deberían ser aplicados únicamente al módulo retrocalculado usado en procedimientos de diseño de rehabilitación y evaluación estructural de pavimentos para los que fueron desarrollados, calibrados y validados mediante el uso del módulo medido en laboratorio (Von Quintus y Killingsworth, 1997).

  Las correcciones o ajustes al módulo elástico equivalente calculado para materiales de base y subbase granulares no ligados, a partir del cuenco de deflexiones medido con FWD, son dependientes de la sección del pavimento. A continuación, se presentan los factores de ajuste "C" registrados en el documento "*Design Pamphlet for the Determination of Layered Elastic Moduli for Flexible Pavement Design in Support of the 1993 AASHTO Guide for the Design of*

Pavement Structures", estos factores convierten el módulo calculado a módulo resiliente medido en laboratorio al usar el ensayo de compresión triaxial bajo carga repetida a un estado de esfuerzos in situ equivalente.

Cuadro 35
Factor de ajuste para capas de base o subbase granular

Tipo de pavimento	Factor de ajuste "C" promedio	Coeficiente de variación, %
Base / subbase granular bajo losas de concreto	1.32	74
Base / subbase granular bajo una capa asfáltica de rodadura o de base	0.62	44
Base / subbase granular entre dos capas estabilizadas con cemento o con productos bituminosos	1.43	80

Para determinar los valores de C presentados, se empleó la teoría elástica para calcular el estado de esfuerzos a un cuarto de la profundidad (desde la superficie de la capa) del espesor de la capa granular de base o subbase (Von Quintus y Killingsworth, 1997).

6.1.5.3. Mezcla de concreto asfáltico

Al involucrar el efecto de la temperatura en el análisis de un proyecto de evaluación estructural de pavimentos, es más frecuente utilizar una expresión para corregir el módulo obtenido por retrocálculo, que realizar la corrección de las deflexiones medidas. Corregir las deflexiones por el efecto de la temperatura y luego utilizar un programa para el retrocálculo de los módulos, en ocasiones, se puede considerar inapropiado. La flexibilidad para normalizar a cualquier temperatura es, particularmente, importante en el análisis de cargas superpesadas, en las cuales el movimiento se realiza durante un rango estrecho de temperaturas. Este tipo de análisis requiere una determinación de la resistencia de la estructura del pavimento a la temperatura a la que se realiza el movimiento (Chen et ál., 2000).

El módulo de la capa de concreto asfáltico es principalmente afectado por temperatura y carga. La carga del FWD ocurre con un tiempo de aplicación entre 25 y 35 milisegundos aproximadamente y a la temperatura ambiente. Las condiciones de laboratorio corresponden a una temperatura de 25 °C y 100 milisegundos de tiempo aplicación de la carga. Por esta razón, el módulo de la capa de concreto asfáltico debe ser normalizado para llevar el módulo de retrocálculo en términos del valor medido en laboratorio, o, al menos, eso es lo que se pretende con dicha corrección (WSDOT, 2005).

Muchos investigadores han desarrollado métodos para medir la temperatura de la mezcla asfáltica y ajustar los módulos retrocalculados al valor esperado a determinada temperatura de referencia o característica de la sección de pavimento que está siendo analizada. Los métodos que se presentan a continuación han sido agrupados en dos categorías, aquellos que prefijan la temperatura de referencia y aquellos en que esta puede ser escogida (Guzmán-Suárez, 2017).

Cuadro 36

Factor de ajuste con temperatura de referencia prefijada

Ref	Autor	Expresión	Observaciones	No
[3]	Ullidtz y Peattie (1982)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 1 - 1.384 log\left(\frac{T_{ca}}{15}\right)$	Tref = 15°C = 59°F Tca, °C	(1)
[4]	Baltzer y Jansen (1994)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.018(20-T_{ca})}$	Tref = 20°C = 68°F Tca medida a 1/3 espesor capa, °C	(2)
[4]	Kim (1995)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.0275(20-T_{ca})}$	Tref = 20°C = 68°F Tca medida a 1/3 espesor capa, °C	(3)
[1]	Chile	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.02284(20-T_{ca})}$	Tref = 20°C = 68°F Tca, °C	(4)
[9]	Noureldin (2005)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{1}{1.0000008^{313442-T_{ca}{}^3}}$	Tref = 20°C = 68°F Tca medida a 1/2 espesor capa, °F	(5)
[10]	Loizos et al (2015)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = e^{-0.06(T_{ca}-20)}$	Tref = 20°C = 68°F Tca, °C	(6)
[9]	Agencia de Autopistas Inglesa (2008)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{0.0003(20-T_{ca})^2-0.022(20-T_{ca})}$	Tref = 20°C = 68°F Tca medida a 10cm espesor capa, °C Tca entre 15 y 25°C	(7)

[5]	Johnson y Baus (1992)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.0002175\left(70^{1.886} - T_{ca}{}^{1.886}\right)}$	Tref = 21.1°C = 70°F Tca, °F	(8)
[9]	Ali y lópez (1996)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = e^{-0.03608145\,T_{ca} - 0.75771}$	Tref = 21.1°C = 70°F Tca, °C	(9)
[3]	Chang (2002)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.02822\,(25 - T_{ca})}$	Tref = 25°C = 77°F Tca medida a 1/2 espesor capa, °C	(10)
[5]	Alexander Kwasi (2003)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = e^{-0.031\,(T_{ca} - 25)}$	Tref = 25°C = 77°F Tca, °C	(11)
[3]	EVERCALC MICHIPAVE	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.000147362\left(77^2 - T_{ca}{}^2\right)}$	Tref = 25°C = 77°F Tca, °F	(12)
[6]	TxDOT	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{T_{ca}{}^{2.81}}{185000}$	Tref = 25°C = 77°F Tca, °F	(13)
[7]	Reddy (2003)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{1 - 0.238\,log(35)}{1 - 0.238\,log(T_{ca})}$	Tref = 35°C = 95°F Tca, °F	(14)

Cuadro 37

Factor de ajuste con temperatura de referencia seleccionable

Ref	Autor	Expresión	Observaciones	No
[5]	Ullidtz (1987)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{1}{3.177 - 1.673 \log T_{ca}}$	Tca >1 °C	(15)
[8]	Lukanen (2000)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{m\left(T_{ref} - T_{ca}\right)}$	m = -0.0195 para la huella m = -0.021 parte central del carril Tca a 1/2 espesor capa, °C y Tref, °C	(16)
[4]	Jung (1990)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = e^{-0.072\left(T_{ref} - T_{ca}\right)}$	Tca y Tref, °C	(17)
[3]	Baltzer y Jansen (1994)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{1}{1 - 2.2\,log\left(\frac{T_{ca}}{T_{ref}}\right)}$	Tref, °C Tca medida a 1/3 espesor capa, °C	(18)
[3]	Antunes (1993)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{1.635 - 0.0317\ T_{ref}}{1.635 - 0.0317\ T_{ca}}$	Tca y Tref, °C	(19)
[3]	Chen (2000)	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = \frac{(1.8\,T_{ca} + 32)^{2.4462}}{(1.8\,T_{ref} + 32)^{2.4462}}$	Tref, °C Tca medida a 1/2 espesor capa, °C	(20)
[9]	Braun Intertec	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.01\left(T_{ref} - T_{ca}\right)}$	Tca y Tref, °F	(21)
[9]	ELMOD	$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = e^{-0.04663\left(T_{ref} - T_{ca}\right)}$	Tca y Tref, °C	(22)

Donde: E_{ref} = Módulo del concreto asfáltico a la temperatura de referencia; E_{ca} = Módulo del concreto asfáltico retrocalculado; T_{ref} = Temperatura de referencia; T_{ca} = Temperatura de la capa de concreto asfáltico.

6.2. Módulos mediante cálculo directo y ecuaciones de correlación

Los métodos a partir de soluciones cerradas de cálculo directo han sido usados ampliamente en el pasado, en estos métodos los datos de deflexión y carga se ingresan de manera directa en las ecuaciones para estimar el módulo de las capas. Entre los antecedentes se tiene a Boussinesq (1884), quien desarrolló formulaciones de este tipo para el cálculo del módulo de elasticidad en un semiespacio elástico bajo carga puntual; también a Hogg (1944), quien desarrolló un modelo para la estimación del módulo en la parte superior de la subrasante bajo la acción de una carga superficial. Distintas técnicas de cálculo directo se han desarrollado desde entonces, las cuales no solo permiten evaluar el módulo de la subrasante, sino también el de capas intermedias y de rodadura.

También, con la ayuda de herramientas computacionales basadas en el uso de la teoría elástica, se han modelado gran cantidad de paquetes estructurales de pavimentos, con configuraciones de capas de espesor, módulo y relación de Poisson variables, lo que ha permitido obtener ecuaciones de correlación para predecir el módulo de las capas del pavimento de subrasante, granulares y de concreto asfáltico.

6.2.1. Subrasante

Se han desarrollado métodos para estimar el módulo resiliente de la subrasante a partir de la información del cuenco de deflexiones. Estos incluyen métodos de retrocálculo y técnicas simples de cálculo directo, estos últimos se consignan a continuación.

6.2.1.1. Resistencia de la subrasante caracterizada a partir del módulo resiliente

Para tener en cuenta el aporte estructural suministrado por la subrasante en la capacidad de pavimento, los siguientes métodos la caracterizan por medio del parámetro módulo resiliente.

» **Método AASHTO 1993** (AASHTO, 1993): de acuerdo con la metodología de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), el cálculo del módulo resiliente de la subrasante puede determinarse a partir de las deflexiones obtenidas con el deflectómetro de impacto. La ecuación empleada para su cálculo, cuando la relación de Poisson de la subrasante es asumida como 0.5, es la que sigue.

$$M_{rr} = \frac{0.24 \cdot P}{D_r \cdot r}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
D_r = Deflexión medida a una distancia r del centro del plato de carga, pulg.
r = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.

En la evaluación se emplea la deflexión correspondiente al sismómetro más cercano a la distancia r. Para su determinación, se tiene en cuenta lo citado a continuación:

La deflexión empleada para retrocalcular el módulo resiliente de la subrasante debe ser medida lo suficientemente lejos, de tal modo que provea un buen estimativo del módulo de la subrasante, independientemente de los efectos de cualquiera de las capas por encima de esta; pero, también debe estar lo suficientemente cerca, de tal modo que no sea muy pequeña e impida una medición precisa. La mínima distancia debe determinarse siguiendo la siguiente relación (AASHTO, 1993):

$$r \geq 0.7 \cdot a_e$$

Donde:

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left(H_P \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{rr}}} \right)}$$

Donde:
a_e = Radio del bulbo de esfuerzos en la interfase pavimento – subrasante, pulg.
a = Radio del plato de carga del deflectómetro, pulg.
H_p = Espesor total de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante, pulg.
E_p = Módulo efectivo de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante, lb/pulg^2.
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.

Esta distancia r se compara con la distancia (con respecto al centro del radio de carga) de cada sismómetro inmediatamente superior, y se escoge el que esté más cercano a r.

» **Método AASHTO NDT II** (Rohde y Hartman, 1996): el método II es una segunda aproximación, la cual emplea las deflexiones medidas con los sensores localizados fuera del punto de aplicación de la carga para determinar la resistencia de la subrasante, y luego utiliza la deflexión máxima medida en el punto de aplicación de la carga para determinar el Número Estructural del pavimento.

El método II presenta la siguiente expresión para estimar el módulo resiliente de la subrasante.

$$M_{rr} = \frac{P \cdot \left(1-\mu^2\right)}{\pi \cdot D_r \cdot r} \cdot \left(0.5\,\mu + 0.875\right)$$

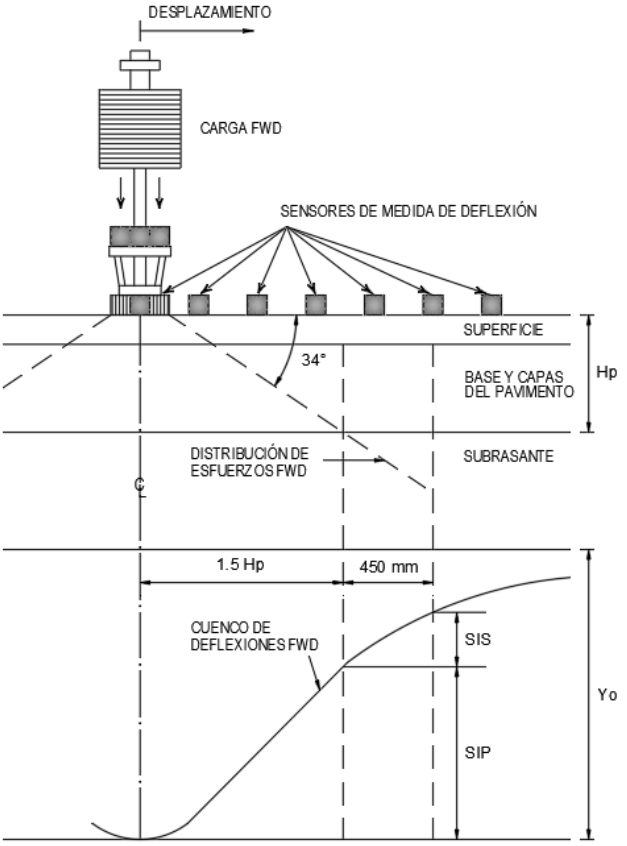
Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
μ = Relación de Poisson de la subrasante.
D_r = Deflexión medida a una distancia r del centro del plato de carga, pulg.
r = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.

» **Método de GUSTAV T. ROHDE** (Rohde, 1994): la deflexión máxima medida bajo la carga del FWD es una combinación de la deflexión en la subrasante y la compresión elástica de la estructura

de pavimento. De acuerdo con las investigaciones de Irwin (1983), el 95 % de las deflexiones medidas en la superficie del pavimento inician bajo una línea con una desviación de 34 grados desde la horizontal, tal como se muestra en la Figura 47.

Figura 47

Distribución de esfuerzo y medida del cuenco de deflexión bajo la carga del FWD (Rohde, 1994, p. 63)



Con esta simplificación, se puede definir un índice que representa la resistencia de la subrasante. Para este propósito, un índice estructural para la subrasante (SIS) ha sido definido.

$$SIS = D_{1.5Hp} - D_{1.5Hp+450}$$

Donde:
SIS = Índice estructural de la subrasante, µm.
$D_{1.5Hp}$ = Deflexión superficial medida a 1.5 veces Hp, bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
$D_{1.5Hp+450}$ = Deflexión superficial medida a 1.5 veces Hp + 450 mm, bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
H_p = Espesor total del pavimento, mm.

En función del índice SIS y el espesor total de las capas del pavimento, el módulo resiliente de la subrasante se define como:

$$M_{rr} = 10^{k_4} \cdot SIS^{k_5} \cdot H_p^{k_6}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, MPa.
SIS = Índice estructural de la subrasante, µm.
H_p = Espesor total del pavimento, mm.
k_4, k_5, k_6 = coeficientes, ver Cuadro 38.

Cuadro 38
Coeficientes para la relación M_{rr} – SIS (Rohde, 1994, p. 64)

Espesor total del pavimento	k4	k5	k6
Hp ≤ 380 mm	9.138	-1.236	-1.903
380 < Hp ≤ 525 mm	8.756	-1.213	-1.780
Hp > 525 mm	10.655	-1.254	-2.453

Para determinar la deflexión a una distancia de 1.5 veces H_p se requiere interpolar las deflexiones medidas en las posiciones de los sensores fijados. Para este propósito, la siguiente relación puede ser empleada.

$$D_x = \frac{(R_x - R_B)\cdot(R_x - R_C)}{(R_A - R_B)\cdot(R_A - R_C)} \cdot D_A + \frac{(R_x - R_A)\cdot(R_x - R_C)}{(R_B - R_A)\cdot(R_B - R_C)} \cdot D_B + \frac{(R_x - R_A)\cdot(R_x - R_B)}{(R_C - R_A)\cdot(R_C - R_B)} \cdot D_C$$

Donde:
D_x = Deflexión a una distancia R_x, µm.
D_i = Deflexión medida en el sensor i, µm.
R_i = Distancia desde el centro del plato de carga al sensor i, cm.
i = A, B, C, los tres sensores cercanos al punto x.
x = Punto para el cual se determina la deflexión.

El mismo autor presenta esta otra expresión para estimar el módulo resiliente de la subrasante (Higuera, 2010, p. 87).

$$D_{180} = 97480\left(1000 M_{rr}\right)^{-1.055}$$

Al despejar M_{rr} se obtiene:

$$M_{rr} = 10^{\frac{Log\left(\frac{D_{180}}{97480}\right)}{-1.055}}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, kg/cm^2.
D_{180} = Deflexión medida a 180 cm desde el centro del plato de carga, µm.

» **Método de WIMSATT:** para la aplicación de este método, el módulo de la subrasante puede ser estimado usando la siguiente expresión contenida en la guía para el diseño de estructuras de pavimentos de la AASHTO (Zhang et ál., 2003, p. 5).

$$M_{rr} = \frac{0.192 \cdot P}{D_{72} \cdot 72}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
D_{72} = Deflexión medida a 72 pulg desde el centro del plato de carga, pulg.

» **Método de HOWARD:** el módulo resiliente es retrocalculado con la siguiente expresión y luego convertido a CBR para determinar el Número Estructural Modificado (Schnoor y Horak, 2012).

$$M_{rr} = 3036 - 1.661D_{150} + 0.0108Hp - 0.015D_0 - 2607.3LogD_{90} + 611.3\left(LogD_{90}\right)^2$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, kg/cm^2.
H_p = Espesor total del pavimento, mm.
D_0 = Deflexión central, pulg.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.
D_{150} = Deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.

» **Método de NOURELDIN** (Noureldin, 2005, p. 16): un método simplificado para el cálculo del módulo resiliente de la subrasante fue presentado por Noureldin. En este método. el módulo de la capa es estimado usando los sensores del FWD en los cuales la deflexión es la misma a la presentada en la interfase entre las capas del pavimento.

El módulo de la subrasante obtenido con este método coincide con el determinado usando el método AASHTO 1993, si son seleccionados los mismos sensores para el cálculo.

$$M_{rr} = \frac{2149}{r_x \cdot D_x}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
r_x = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.
D_x = Deflexión medida a una distancia r_x del centro del plato de carga, pulg.

» **Método E_{ri} - $A_{UPP.}$** : la resistencia de la subrasante está caracterizada por el módulo resiliente en el punto de rotura, el cual se ha encontrado suministra una razonable estimación del módulo resiliente

(Crovetti, 2005). Para su determinación, Thompson propuso originalmente una expresión, la cual fue modificada por Crovetti al usar análisis de regresión sobre los datos obtenidos a partir de múltiples modelaciones con la ayuda del programa KENLAYER. A continuación, se presentan estas expresiones respectivamente.

$$E_{ri} = 26.45 - 5.12D_{36} + 0.2586D_{36}$$

$$eE_{ri} = 22.04 - 3.645D_{36} + 0.158D_{36}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
r_x = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.
D_x = Deflexión medida a una distancia r_x del centro del plato de carga, pulg.
E_{ri} = Módulo resiliente de la subrasante en el punto de rotura, klb/pulg^2.
D_{36} = Deflexión medida a 36 pulg desde el centro del plato de carga, mils.

» **Método de DARTER:** la siguiente es la ecuación propuesta por Darter para el retrocálculo del módulo resiliente de la subrasante (AASHTO, 1993, p. L - 31).

$$M_{rr} = \frac{P \cdot \left(1 - \mu^2\right)}{\pi \cdot D_r \cdot r}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
μ = Relación de Poisson de la subrasante.
D_r = Deflexión medida a una distancia r del centro del plato de carga, pulg.
r = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.

A partir de esta expresión general se pueden deducir otras particulares, en función de la carga aplicada y la deflexión medida a cierta distancia del eje del plato de carga.

Las siguientes expresiones son empleables cuando la relación de Poisson de la subrasante es 0.40.

$$M_{rr} = 0.00446 \cdot \left(\frac{P}{D_{60}} \right)$$

$$M_{rr} = 0.00297 \cdot \left(\frac{P}{D_{90}} \right)$$

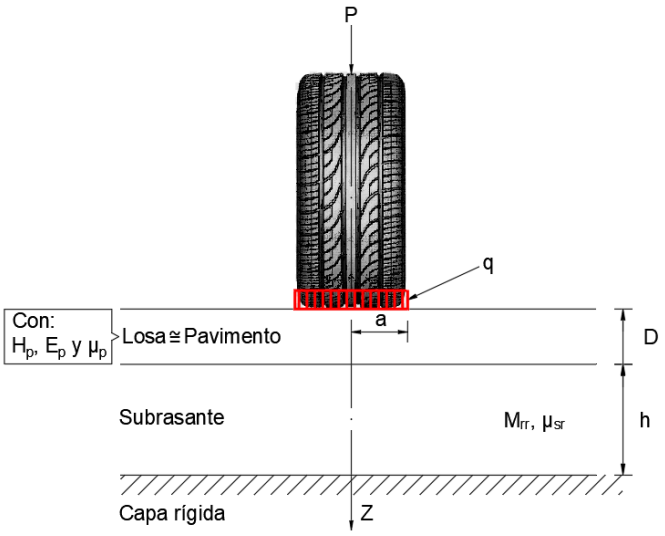
$$M_{rr} = 0.00223 \cdot \left(\frac{P}{D_{120}} \right)$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, kg/cm^2.
P = Carga aplicada, kg.
D_{60} = Deflexión a 60 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, cm.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, cm.
D_{120} = Deflexión a 120 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, cm.

» **Métodos basados en el Modelo de Hogg:** en 1944, Hogg presentó la solución matemática del modelo que lleva su nombre. El modelo de Hogg está basado en un sistema hipotético de dos capas, una placa delgada con cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita, sustentada por una capa elástica homogénea e isotrópica, de espesor que puede ser infinito o limitado por una base rígida, horizontal y perfectamente rugosa. La Figura 48 describe la geometría del modelo de Hogg (Hoffman et ál., 1985).

Figura 48

Geometría del modelo de Hogg, adaptado de Hoffman (2003, p. 3)



Los parámetros básicos del modelo de Hogg son la rigidez a la flexión de la losa y la longitud característica, cuyas expresiones son las siguientes.

- **Rigidez a la flexión de la losa**

$$D = \frac{E_p \cdot h_p^{\,3}}{12 \cdot \left(1 - \mu_p^{\,2}\right)}$$

Donde:
D = Rigidez a la flexión de la losa (Pavimento), kg - cm.
E_p = Módulo de elasticidad de la losa (Pavimento), kg/cm^2.
h_p = Espesor de la losa (Pavimento), cm.
μ_p = Coeficiente de Poisson de la losa (Pavimento).

- **Longitud característica**

$$l_0 = \sqrt[3]{\frac{D}{M_{rr}} \cdot \frac{\left(1+\mu_{sr}\right) \cdot \left(3-4 \quad \mu \right)}{2 \cdot \left(1-\mu_{sr}\right)}}$$

Donde:
l_0 = longitud característica, cm.
D = Rigidez a la flexión de la losa (Pavimento), kg - cm.
μ_{sr} = Coeficiente de Poisson de la subrasante.

El procedimiento con el modelo de Hogg usa la deflexión en el centro de la carga puntual y una de las deflexiones adicionales fuera del punto inicial de aplicación de la carga. Hogg demostró que la distancia radial donde la deflexión es aproximadamente la mitad de la deflexión bajo el punto inicial de carga, era eficaz para eliminar la tendencia de valoración o error estadístico de los parámetros básicos del modelo. Sus cálculos consideran variaciones en el espesor del pavimento y la relación entre la rigidez del pavimento y la rigidez de la subrasante, ya que la distancia en donde la deflexión es la mitad de la desviación máxima está controlada por estos parámetros (Del Aguila, 2007).

Tal como se describe en los párrafos anteriores, en 1944, Hogg presentó el análisis de una losa de espesor delgado apoyada sobre una fundación elástica de espesor finito o infinito. Posteriormente, Wiseman (1977) presentó las soluciones numéricas y la adaptación del modelo para cargas distribuidas, demostrando así la utilidad del modelo para la evaluación estructural de pavimentos, y Hoffman amplió la solución para el cálculo de cuencos de deflexiones, para cargas de cualquier forma y a diferentes distancias del eje de carga.

Con base en estas premisas, a continuación, se describen las metodologías basadas en el modelo de Hogg, y los conceptos desarrollados en torno al mismo, para hacer posible la caracterización de los materiales del sistema pavimento-subrasante para la evaluación estructural de pavimentos flexibles.

» **Método de la FHWA-RD-05-152:** la evaluación utiliza variaciones del modelo de Hogg desarrolladas por Wiseman para la evaluación del módulo de la subrasante.

El modelo de Hogg adaptado por Wiseman, utiliza la distancia radial al punto del cuenco de deflexiones, donde la deflexión es el cincuenta

por ciento de la deflexión en el centro del plato de carga. Esta distancia, denominada r_{50}, hace referencia a la rigidez del pavimento sobre la subrasante y a la profundidad de la capa rígida, de la misma manera que el parámetro ÁREA (YONAPAVE) lo hace. Pavimentos con elevados valores del parámetro ÁREA tendrán elevados valores del parámetro r_{50}, de igual forma, pavimentos con bajos valores del parámetro ÁREA tendrán bajos valores del parámetro r_{50} (Labuz et ál., 2008).

Las expresiones que se emplean para el cálculo son las siguientes:

$$r_{50} = \frac{A^C - B}{\left[A \cdot \left\{ \frac{D_0}{D_r} - 1 \right\} \right]^C - B}$$

Donde:
r_{50} = Distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión central, cm.
D_0 = Deflexión central, µm.
D_r = Deflexión medida a la distancia r, µm.
A, B, C = Coeficientes de correlación (ver Cuadro 39).

- **Longitud característica:** esta se determina mediante la siguiente expresión:

$$l_0 = \frac{Y \cdot r_{50} + \sqrt[2]{\left(Y \cdot r_{50}\right)^2 - 4 \cdot a \cdot X \cdot r_{50}}}{2}$$

Donde:
l_0 = Longitud característica, cm.
a = Radio del plato de carga, cm.
r_{50} = Distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión central, cm.
X, Y = Coeficientes de correlación (ver Cuadro 39).

- **Relación de rigideces:** el primer paso para determinar el módulo de la subrasante, consiste en calcular la relación teórica entre la rigidez por carga puntual y la rigidez por carga distribuida sobre

un área, para un cociente dado del valor a/l_0. La rigidez del pavimento se define como la relación entre la carga y la deflexión.

$$S = \frac{P}{D_0}$$

Donde:
S = Rigidez del pavimento, kg/µm.
P = Carga aplicada, kg.
D_0 = Deflexión central, µm.

La relación teórica entre las rigideces se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - M \cdot \left(\frac{a}{l_0} - 0.20 \right)$$

Donde:
S_0 = Rigidez teórica por carga puntual, kg/µm.
S = Rigidez del pavimento, kg/µm.
l_0 = Longitud característica, cm.
a = Radio del plato de carga, cm.
M = Coeficiente para relación de rigideces (ver Cuadro 39).

Una vez determinados los parámetros anteriores, el módulo de la subrasante se determina así:

$$M_{rr} = \left[\frac{K \cdot I \cdot P}{l_0 \cdot D_0} \right] \cdot \frac{S_0}{S}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, kg/cm^2.
P = Carga aplicada, kg.
D_0 = Deflexión central, cm.
l_0 = Longitud característica, cm.
S_0/S = Relación de rigideces.
K = Coeficiente numérico que depende del coeficiente de Poisson (ver Cuadro 39).
I = Factor de influencia (ver Cuadro 39).

Wiseman describió la implementación del modelo de Hogg en tres casos. Uno es para una fundación infinita elástica, y los otros dos son para un estrato finito elástico con un espesor efectivo que se asume aproximadamente igual a diez veces la longitud característica. Los dos casos de espesor finito corresponden a coeficientes de Poisson fijados en 0.4 y 0.5, respectivamente (Stubstad et ál., 2006). Los coeficientes para la determinación de los parámetros en el modelo de Hogg, para estos dos casos, se presentan en el Cuadro 39.

Cuadro 39
Coeficientes para el modelo de Hogg Adaptado (Stubstad et ál., 2006)

Profundidad del estrato rígido (h_0/l_0) = 10										
Caso	μ	D_r/D_0	A	B	C	X	Y	M	I	K
I	0.5	> 0.7	2.46	0	0.5920	0.183	0.620	0.52	0.1614	1.500
		< 0.7	371.10	2	0.2190	0.183	0.620	0.52	0.1614	1.500
II	0.4	> 0.426	2.629	0	0.5480	0.192	0.602	0.48	0.1689	1.633
		< 0.426	2283.4	3	0.2004	0.192	0.602	0.48	0.1689	1.633

» **Hogg simplificado:** para la aplicación de este método, se emplea la siguiente expresión, la cual es función de la deflexión central, la relación D_0/D_r y el parámetro r_{50} definido con anterioridad (Del Aguila, 2007).

$$M_{rr} = 1091314.955 \cdot (D_0 \cdot r_{50})^{-0.939}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, kg/cm^2.
Producto D_0 x r_{50}, cm x 10^3.
r_{50} = Distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión central, cm.
D_0 = Deflexión máxima medida bajo la carga estándar de 40 kN del FWD, cm.

» **Método YONAPAVE:** de acuerdo con Hoffman (2003), el método YONAPAVE utiliza la base de las relaciones del modelo Hogg, junto con el programa MODULUS para generar curvas, a partir de las cuales los valores del módulo pueden ser inferidos basados en las características de un cuenco de deflexión individual.

Se ha determinado que la mayor coincidencia entre los módulos determinados con YONAPAVE y el programa MODULUS, se obtiene cuando la profundidad de la capa rígida, es decir, el valor de (h/l_o) es determinado en función del ÁREA del cuenco de deflexiones.

YONAPAVE sugiere que la relación entre la profundidad real a la base o capa rígida (h), y la longitud característica (l_0), está relacionada con el ÁREA del cuenco de deflexiones mediante la siguiente expresión.

$$l_0 = A \cdot e^{B \cdot ÁREA}$$

Donde:
l_0 = longitud característica, cm.
A, B = Coeficientes de ajuste de curvas (ver Cuadro 40).

Con base en la longitud característica, el módulo resiliente de la subrasante retrocalculado (M_{rr}) puede determinarse en función de la presión del plato de carga, la deflexión central y un conjunto adicional de coeficientes de ajuste de curvas que se encuentran tabulados en el Cuadro 40, usando una expresión de la forma:

$$M_{rr} = m \cdot \frac{p}{D_0} \cdot l_0^{\,n}$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, MPa.
p = Presión del plato de carga del FWD, kPa.
D_0 = Deflexión central, μm.
l_0 = Longitud característica, cm.
m, n = Coeficientes de ajustes de curvas (ver Cuadro 40).

Cuadro 40

Coeficientes de ajuste de curvas para la determinación de l_0 y M_{rr} adaptado (Hoffman, 2003, p. 6)

Rango de valores del ÁREA pulgadas	h0/l0	A	B	m	n
ÁREA >= 23	5	3.275	0.1039	926.9	-0.8595
21 >= ÁREA < 23	10	3.691	0.0948	1152.1	-0.8782
19 >= ÁREA < 21	20	2.800	0.1044	1277.6	-0.8867
ÁREA < 19	40	2.371	0.1096	1344.2	-0.8945

» **Ecuaciones del Departamento de Transporte del Estado de Washington en sistemas tres capas:** se han desarrollado ecuaciones de regresión para predecir el módulo resiliente de la subrasante a partir la carga aplicada y las deflexiones registradas a determinadas distancias desde el eje del plato de carga.

En el Sistema Internacional de medidas, las ecuaciones propuestas por WSDOT son las siguientes (INVÍAS, 2008, p. 235):

$$M_{rr} = -37.1 + 34.3 \cdot \left(\frac{P}{D_{90}} \right) \quad (I)$$

$$M_{rr} = -7.8 + 22.6 \cdot \left(\frac{P}{D_{120}} \right) \quad (II)$$

$$M_{rr} = -24.2 + 52.9 \cdot \left(\frac{2P}{D_{90} + D_{120}} \right) \quad (III)$$

Donde:

M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, kg/cm^2.

P = Carga aplicada, kg.

D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

D_{120} = Deflexión a 120 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

En el Sistema Inglés, estas expresiones están formuladas de la siguiente manera (WSDOT, 2005, p. 29):

$$M_{rr} = -530 + 0.00877 \cdot \left(\frac{P}{D_{90}} \right) \quad (I)$$

$$M_{rr} = -111 + 0.00577 \cdot \left(\frac{P}{D_{120}} \right) \quad (II)$$

$$M_{rr} = -346 + 0.00676 \cdot \left(\frac{2P}{D_{90} + D_{120}} \right) \quad (III)$$

Donde:
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.
D_{120} = Deflexión a 120 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.

6.2.1.2. Resistencia de la subrasante caracterizada a partir del CBR

Los métodos propuestos por los investigadores Jameson y Roberts, presentan su propia formulación para estimar el CBR de la subrasante a partir del análisis de deflexiones con FWD.

» **Métodos de JAMESON Y ROBERT:** los Métodos de Jameson y Roberts usan la misma fórmula de Jameson para el cálculo del CBR de la subrasante (HTC Infrastructure Management Ltd, 2000).

$$CBR = 10^{3.264 - 1.018 Log D_{90}}$$

Donde:
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante, %.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.

6.2.2. Granulares no ligados de subbase y base

» **Ecuaciones del Departamento de Transporte del Estado de Washington en sistemas tres capas:** a partir de ecuaciones de regresión, el Departamento de Transporte del Estado de Washington desarrolló formulaciones para predecir el módulo de capas granulares en sistemas estructurales de dos y tres capas, mediante la modelación de dichos sistemas con el programa computacional ELSYM 5. En seguida, se presenta el modelo de regresión para el caso de un sistema de tres capas, el cual tiene un coeficiente de determinación $R^2 = 0.70$ (WSDOT, 1995).

$$\log E_{GR} = 0.50634 + 0.03474\left[\frac{5.9}{H_{CA}}\right] + 0.12541\sqrt{\frac{5.9}{H_{GR}}} - 0.9416\sqrt{\frac{H_{CA}}{H_{GR}}} + 0.51368\log M_r + 0.25424\log\left[\frac{P \cdot A_1}{D_0^{\,2}}\right]$$

Donde:

$$A_1 = 4D_0 + 6D_{20} + 8D_{30} + 12D_{60} + 6D_{90}$$

Donde:
E_{GR} = Módulo de la capa granular, lb/pulg^2.
H_{CA} = Espesor de la capa asfáltica, pulg.
H_{GR} = Espesor de las capas granulares, pulg.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
A_1 = Área aproximada bajo el cuenco de deflexión hasta una distancia de 900 mm.
D_0, D_{20}, D_{30}, D_{60}, D_{90} y D_{120} = Deflexiones del FWD en pulg, para 0, 20, 30, 60, 90 cm desde el centro del plato de carga.

6.2.3. Mezcla de concreto asfáltico

» **Método de la FHWA-RD-05-152:** el reporte FHWA-HTR-05-152 (Stubstad et ál., 2006) presenta una aproximación de naturaleza

empírica para el cálculo directo del módulo de la capa asfáltica. La expresión se calibró a partir de múltiples corridas con el programa CHEVLAY2, y funciona adecuadamente para pavimentos con relación modular y materiales típicos donde las capas intermedias son de tipo no ligado. Esta ecuación puede ser usada con fines de control de calidad, hacer comparaciones o en ensayos y análisis rutinarios.

$$E_{ca} = \frac{E_0 \cdot AF_{ca} \cdot k_3^{(1/AF_{ca})}}{k_3^{\,2}}$$

Donde:

$$E_0 = \frac{1.5 \cdot a \cdot \sigma_0}{D_0}$$

$$AF_{ca} = \left[\frac{k_2 - 1}{k_2 - \frac{\acute{A}REA_{30}}{k_1}} \right]^{1.35}$$

$$\acute{A}REA_{30} = 2\left[2 + 3\left(\frac{D_{20}}{D_0} \right) + \left(\frac{D_{30}}{D_0} \right) \right]$$

Donde:
E_{ca} = Módulo de la capa asfáltica, kg/cm^2.
E_0 = Módulo compuesto del pavimento bajo el plato de carga, kg/cm^2.
AF_{ca} = Factor de área.
a = Radio del plato de carga, cm.
σ_0 = Presión de contacto, kg/cm^2.
D_0, D_{20}, D_{30} = Deflexiones del FWD en cm, para 0, 20, 30 cm desde el centro del plato de carga.
k_1 = ÁREA cuando la rigidez de la capa asfáltica es igual a la de las capas inferiores, valor mínimo de $ÁREA_{30}$ = 6.850.
k_2 = Máximo valor posible de mejoramiento en el $ÁREA_{30}$ = 12/6.85 = 1.752.

k_3 = Relación entre el espesor de la capa de concreto asfáltico (cm) y el diámetro del plato de carga (cm), $H_{CA}/2a$.

» **Ecuaciones del Departamento de Transporte del Estado de Washington en sistemas tres capas:** el estudio realizado por el Departamento de Transporte del Estado de Washington, presenta el siguiente modelo de regresión para estimar el módulo de la mezcla de concreto asfáltico en un sistema estructural de tres capas. Este modelo tiene un coeficiente $R^2 = 0.78$ (WSDOT, 1995).

$$\log E_{ca} = -4.13464 + 0.25726\left[\frac{5.9}{H_{ca}}\right] + 0.92874\sqrt{\frac{5.9}{H_{GR}}} - 0.69727\sqrt{\frac{H_{ca}}{H_{GR}}}$$
$$- 0.96687 \log M_r + 1.88298 \log\left[\frac{P \cdot A_1}{D_0^{\,2}}\right]$$

Donde:

$$A_1 = 4D_0 + 6D_{20} + 8D_{30} + 12D_{60} + 6D_{90}$$

Donde:
E_{ca} = Módulo de la capa asfáltica, lb/pulg^2.
H_{ca} = Espesor de la capa asfáltica, pulg.
H_{GR} = Espesor de las capas granulares, pulg.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.
P = Carga aplicada, lb.
A_1 = Área aproximada bajo el cuenco de deflexión hasta una distancia de 900 mm
D_0, D_{20}, D_{30}, D_{60}, D_{90} y D_{120} = Deflexiones del FWD en pulg para 0, 20, 30, 60, 90 cm desde el centro del plato de carga.

» **Ecuaciones en función de parámetros del cuenco de deflexión:** a partir de ciertos parámetros del cuenco de deflexión, se han desarrollado formulaciones para predecir el módulo de la capa asfáltica en pavimentos con base granular. Por ejemplo, los investigadores Richard y Park (2002) derivaron la siguiente expresión:

$$\log\left(E_{ca}\right) = -1.183 \cdot log\left(H_{ca}\right) - 1.103 \cdot log\left(ICS\right) + 4.356$$

Así mismo, Gopalakrishnan (2009) presentan la siguiente ecuación en función de los parámetros ÁREA, D_0 y el espesor de la capa de concreto asfáltico.

$$\log\left(E_{ca}\right) = 1.48 + 1.76 \cdot log\left(\frac{ÁREA}{D_0}\right) + 0.26\left(\frac{ÁREA}{H_{ca}}\right)$$

Donde:
E_{ca} = Módulo de la capa asfáltica, klb/pulg^2.
H_{ca} = Espesor de la capa asfáltica, pulg.
ICS = Índice de curvatura superficial, mils.
ÁREA del cuenco de deflexiones, mils.
D_0 = Deflexión central, mils.

7. Métodos de evaluación de la capacidad estructural

La capacidad estructural del pavimento se puede establecer mediante el denominado Número Estructural (SN), concepto surgido durante la prueba vial de la *American Association of State Highway Official* (AASHO) a finales de 1950 y principios de 1960. Este representa la capacidad estructural del pavimento para soportar las solicitaciones del tránsito.

El Número Estructural ha sido básicamente determinado por medio de la acumulación del producto de los espesores de las capas del pavimento, coeficientes asignados de acuerdo con el tipo de material de la capa y coeficientes de drenaje para cada capa de pavimento. La siguiente expresión se emplea para su determinación (Rohde, 1994).

$$SN = \sum_{i=1}^{n} a_i \cdot m_i \cdot h_i$$

Donde:
SN = Número Estructural del pavimento.
a_i = Coeficientes estructurales de las capas de pavimento, 1/pulg.
m_i = Coeficientes de drenaje de las capas granulares no tratadas.
h_i = Espesores de las capas de pavimento, pulg.

En 1975, el *Transport and Road Research Laboratory* (TRRL) adoptó el Número Estructural Modificado (SNC). El SNC suma al tradicional Número Estructural el Número Estructural de la subrasante (SN_{sg}), como una variable adicional, para tener en cuenta la variación de su resistencia.

La siguiente expresión para determinar el Número Estructural Modificado.

$$SNC = \sum_{i=1}^{n} a_i \cdot m_i \cdot h_i + SN_{sg} = SN_{eff} + SN_{sg}$$

Donde:
SNC = Número Estructural Modificado del pavimento.
a_i = Coeficiente estructural de la capa i.
m_i = Coeficientes de drenaje de las capas granulares no tratadas.
h_i = Espesor de la capa i.
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
SN_{sg} = Número Estructural de la subrasante.

El SN_{sg} se determina por medio de la siguiente expresión:

$$SN_{sg} = 3.51(\log CBR) - 0.85(logCBR)^2 - 1.43$$

para CBR ≥ 3 %, 0 (cero) para CBR < 3.

Donde:
CBR = Relación de soporte de California de la subrasante *in situ*, %.

Tradicionalmente, en los cálculos del SN o SNC, se ha requerido información detallada acerca de los materiales y espesores de las capas de pavimento (Ensayos destructivos - DT), por lo cual a finales de los 90 se realizaron considerables trabajos para mejorar la correlación entre metodologías de medida no destructivas (NDT) y los valores de SN para pavimentos flexibles. A continuación, se recopilan algunas de estas metodologías, y se hace énfasis en aquellas que utilizan como insumo la información del cuenco de deflexiones que fue obtenido con deflectómetro de impacto.

7.1. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT y DT

» **Método con base en la auscultación de deterioros:** el método a partir de la condición del pavimento observada durante la auscultación de los deterioros, involucra el análisis por componentes mediante la ecuación del Número Estructural. En función del tipo y severidad de los deterioros presentes, se asignan los coeficientes estructurales a las capas de los materiales del pavimento en servicio, los cuales son, en la mayoría, de los casos inferiores a los asignados en el diseño de un pavimento nuevo. El siguiente cuadro presenta los valores de coeficiente estructural a asignar, en función de la condición de los materiales de las capas del pavimento.

Cuadro 41

Coeficientes estructurales de pavimentos asfálticos en servicio (AASHTO, 1993, p. III 105)

Material	Condición superficial	Coeficiente estructural
Concreto asfáltico	No hay fisuras tipo piel de cocodrilo y/o hay solamente fisuras transversales de severidad baja.	0.35 a 0.40
Concreto asfáltico	<10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad baja y/o <5% de fisuras transversales de severidad media o alta	0.25 a 0.35
Concreto asfáltico	>10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad baja y/o <10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad media y/o 5 a 10% de fisuras transversales de severidad media o alta.	0.20 a 0.30
Concreto asfáltico	>10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad media o alta.	0.14 a 0.20
Concreto asfáltico	>10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad alta.	0.08 a 0.15
Bases estabilizadas	No hay fisuras tipo piel de cocodrilo y/o hay solamente fisuras transversales de severidad baja.	0.08 a 0.35
Bases estabilizadas	<10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad baja y/o <5% de fisuras transversales de severidad media o alta	0.15 a 0.25

Bases estabilizadas	>10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad baja y/o <10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad media y/o 5 a 10% de fisuras transversales de severidad media o alta.	0.15 a 0.20
Bases estabilizadas	>10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad media o alta.	0.10 a 0.20
Bases estabilizadas	>10% de fisuras tipo piel de cocodrilo de severidad alta y/o >10% de fisuras transversales de severidad alta.	0.08 a 0.15
Bases o subbases granulares	No hay evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos.	0.10 a 0.14
Bases o subbases granulares	Hay alguna evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos.	0.00 a 0.10

Los siguientes métodos se alimentan a partir de la información obtenida mediante ensayos no destructivos (cuenco de deflexiones del FWD) y ensayos destructivos (Espesores de la exploración geotécnica).

» **Método AASHTO NDT I:** el más riguroso de los métodos, basados en la información del FWD, es aquel donde los coeficientes de las capas se determinan a partir del análisis completo del cuenco de deflexiones. Este es el método AASHTO NDT I, el cual involucra el análisis mecanicista de las deflexiones medidas usando programas de retrocálculo. Conocidos, o razonablemente deducidos, los espesores de las capas del pavimento se usan para retrocalcular el módulo de las capas y convertirlos a coeficientes estructurales (Rohde, 1994). Lo último es compararlos con los valores para los materiales utilizados en la prueba vial AASHO, usando el Cuadro 42.

Cuadro 42

Coeficientes estructurales y módulos de los materiales patrón de la prueba vial AASHO

Tipo decapa	Coeficiente estructural	Módulo (MPa)
Concreto asfáltico	0.44	3100
Base granular no ligada	0.14	207
Subbase granular	0.11	104

El Número Estructural Efectivo (SN_{eff}) del pavimento se determina mediante componentes a partir de la sumatoria del espesor por el coeficiente estructural de cada una de las capas.

$$a_i = a_g \left(\frac{E_i}{E_g} \right)^{1/3}$$

Donde:
a_g = Coeficientes estructurales de los materiales patrón (Prueba vial AASHO).
E_i = Módulo de la capa i.
E_g = Módulos de los materiales patrón (Prueba vial AASHO).

» **Método AASHTO NDT II:** Ioannides (1990) propuso la siguiente modificación para el denominado método AASHTO NDT II de 1986, expresándola de la siguiente manera (Rohde, 1994):

$$D_0 = \frac{1.5 \cdot P}{\pi \cdot a} \cdot \left\{ \frac{\left(0.0045 \cdot H_p\right)^3}{SN_{eff}{}^3} \cdot \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{H_p}{a} \right)^2}} \right] + \frac{1}{M_{rr} \cdot \sqrt{1 + \frac{40000 \cdot SN_{eff}{}^2}{a^2 \cdot M_{rr}{}^{2/3}}}} \right\}$$

Donde:
D_0 = Deflexión central, pulg.
P = Carga aplicada, lb.
a = Radio del plato de carga, pulg.
H_p = Espesor total de las capas del pavimento por encima de la subrasante, pulg.
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.

» **Método AASHTO 1993** (AASHTO, 1993, p. III - 109): el módulo equivalente refleja la capacidad estructural del pavimento existente, es decir, la rigidez equivalente otorgada por la capa asfáltica que lo conforma y los materiales que se encuentran debajo de esta. El módulo equivalente se determina empleando la metodología de la AASHTO, alimentada con la medición deflectométrica, mediante la siguiente ecuación.

$$D_0 = 1.5 \cdot p \cdot a \cdot \left\{ \frac{1}{M_r \cdot \sqrt{1+\left(\frac{H_p}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{rr}}}\right)^2}} + \left[\frac{1-\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{H_p}{a}\right)^2}}}{E_p} \right] \right\}$$

Donde:
D_0 = Deflexión central, pulg.
p = Presión del plato de carga, lb/pulg^2.
a = Radio del plato de carga, pulg.
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
H_p = Espesor total de las capas del pavimento por encima de la subrasante, pulg.
E_p = Módulo efectivo de todas las capas del pavimento, lb/pulg^2.

La metodología propuesta por la AASHTO emplea el concepto del Número Estructural Efectivo (SN_{eff}) para valorar la capacidad estructural de un pavimento. Dicho SN_{eff} puede ser retrocalculado a partir de mediciones de deflexión con el deflectómetro de impacto.

$$SN_{eff} = 0.0045 \cdot H_p \cdot \sqrt[3]{E_p}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
H_p = Espesor total de las capas del pavimento por encima de la subrasante, pulg.
E_p = Módulo efectivo de todas las capas del pavimento, lb/pulg^2.

» **Método de GUSTAV T. ROHDE:** el método fue desarrollado por Rohde (1994) para uso en el análisis a nivel de red, y utiliza las medidas de las deflexiones con FWD para determinar el Numero Estructural AASHTO. El método es rápido, no necesita herramientas de análisis mecanicista y es generalmente usado para caracterizar la resistencia del pavimento en sistemas de gestión de pavimentos (*Pavement Management Systems* - PMS). De por sí, puede ser usado en la fase inicial de proyectos de rehabilitación.

El método asume que la deflexión superficial medida desde el centro del plato de carga a una distancia de 1.5 veces, el espesor de la estructura de pavimento es originada completamente por la subrasante. Comparando esta deflexión con la deflexión máxima, un índice asociado con la magnitud de la deformación que ocurre en la estructura de pavimento es calculado usando la siguiente ecuación (*South African National Roads Agency Ltda*, 2013, p. 96).

$$SIP = D_O - D_{1.5\,Hp}$$

Donde:
SIP = Índice estructural del pavimento, μm.
D_0 = Deflexión máxima medida bajo la carga estándar de 40 kN del FWD, μm.
$D_{1.5Hp}$ = Deflexión superficial medida a 1.5 veces Hp, bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD.
Hp = Espesor total del pavimento, mm.

Una relación entre las deflexiones superficiales medidas con FWD y el Número Estructural del pavimento, fue desarrollada a partir del análisis de una gran cantidad de estructuras de pavimento mediante la

teoría elástica, y se presenta a continuación. La capacidad estructural es calculada utilizando el método AASHTO, SIP representa la cantidad de deflexión que ha ocurrido dentro de la estructura de pavimento (*South African National Roads Agency Ltda*, 2013, p. 96).

$$SN_{eff} = k_1 \cdot SIP^{k_2} \cdot Hp^{k_3}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
SIP = Índice estructural del pavimento, µm.
Hp = Espesor total del pavimento, mm.
k_1, k_2, k_3 = coeficientes (ver Cuadro 43).

Cuadro 43
Coeficientes para la relación SN – SIP (Rohde, 1994)

Tipo de superficie	k1	k2	k3
Sello de Asfalto	0.1165	-0.3248	0.8241
Concreto asfáltico	0.4728	-0.481	0.7581

» **Método de WIMSATT:** el análisis presentado por Wimsatt está basado en la evaluación del módulo de la estructura de pavimento, como un todo en relación con el módulo de la subrasante, usando la relación entre la deflexión medida a 72 pulgadas desde el centro del plato de carga y la deflexión central (D_{72}/D_0), la cual es la relación entre el módulo del pavimento y el módulo de la subrasante. La deflexión bajo el plato de carga brinda información sobre la rigidez del pavimento y la subrasante, mientras que la deflexión a 72 pulgadas desde el plato de carga suministra información acerca de la rigidez de la subrasante (Zhang et ál., 2003, p. 9).

$$E_p / M_{rr} = 516.94\left(\frac{D_{72}}{D_0}\right)^{5/2} - 214.46\left(\frac{D_{72}}{D_0}\right)^{2} + 159.56\left(\frac{D_{72}}{D_0}\right)^{3/2} - 6.143\left(\frac{D_{72}}{D_0}\right) + 1.0826\left(\frac{D_{72}}{D_0}\right)^{1/2}$$

Donde:
Ep = Módulo efectivo de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante, lb/pulg^2.
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, lb/pulg^2.
D_0 = Deflexión central, pulg.
D_{72} = Deflexión medida a 72 Pulg desde el centro del plato de carga, pulg.

Posteriormente, el Número Estructural es calculado mediante la expresión propuesta en el método AASHTO.

$$SN_{eff} = 0.0045 \cdot H_p \cdot \sqrt[3]{E_p}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
H_p = Espesor total de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante, pulg.
E_p = Módulo efectivo de todas las capas del pavimento, lb/pulg^2.

» **Método de HOWARD:** el Número Estructural se determina con el espesor del pavimento y las deflexiones normalizadas a la presión de contacto de 700 kPa (Rohde y Hartman, 1996).

Si el Número Estructural es mayor o igual a 2.5, este viene dado por la siguiente ecuación:

$$SN_{eff} = 0.971876 + 0.002543 H_p + \frac{785.4524}{D_0 - D_{150}} + \frac{69.9904}{D_{90}}$$

Si el Número Estructural es menor a 2.5, SN está dado por:

$$SN_{eff} = 0.884209 + 0.000866 H_p + \frac{866.3272}{D_0 - D_{150}} + \frac{22.6561}{D_{90}}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
H_p = Espesor total del pavimento, mm.
D_0 = Deflexión central, pulg.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.
D_{150} = Deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.

7.2. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT

Los siguientes métodos están disponibles para su implementación cuando se cuenta con datos de deflexiones con FWD, pero no hay registro de los espesores de la estructura de pavimento.

» **Método de NOURELDIN:** Noureldin desarrolló el siguiente método para determinar el Número Estructural, es simple de usar y no requiere información de los espesores. Es una herramienta útil en el análisis de deflexiones del FWD a nivel de red y en aquellos casos donde la información de los espesores de las capas del pavimento no está disponible (Crook et ál., 2012).

$$SN_{eff} = \frac{\left(4 \cdot r_x^2 - 36\right)^{1/2}}{17.324\left(r_x \cdot D_x\right)^{1/3}}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
r_x = Distancia desde el centro del plato de carga, pulg.
D_x = Deflexión medida a una distancia r_x del centro del plato de carga, pulg.

La premisa de este método es que, a la distancia horizontal r_x medida desde el centro del plato de carga, una deflexión D_x en la superficie del

pavimento iguala la deflexión de un punto localizado en la interfase pavimento – subrasante localizada directamente bajo el centro del plato de carga. La pareja r_x - D_x que presente el mayor producto se selecciona para su uso en los cálculos.

» **Método de ROMANOSCHI y METCALF:** este método propuesto por Romanoschi y Metcalf (1999) da una relación de regresión directa entre las deflexiones medidas con FWD y la resistencia estructural del pavimento, expresada en términos del Número Estructural (Zhang et ál., 2003, p.12).

$$SN_{eff} = 6.96 - 1.96 \cdot \left(ÁREA - 450 \cdot D_{120} \right)^{0.5}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
ÁREA del cuenco de deflexiones, mm.
D_{120} = Deflexión a 120 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, mm.

Estos métodos se usan cuando los datos de espesores de las capas de pavimentos no están disponibles, y únicamente se cuenta con la información de deflexiones obtenidas con FWD.

» **Método YONAPAVE:** una vez que se conocen los valores de la longitud característica y el módulo equivalente de la subrasante, es posible calcular el Número Estructural Efectivo mediante la siguiente expresión (Crook, 2012, p. 4):

$$SN_{eff} = \left(0.0364 \cdot l_0 \sqrt[3]{M_{rr}} \right) - 0.5$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
l_0 = Longitud característica, cm.
M_{rr} = Módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, MPa.

» **Método de GEOFFREY JAMESON:** el método fue desarrollado para su uso en HDM III para pavimentos flexibles en Hong Kong y Filipinas. Como índice de resistencia, se empleó el SNC surgido en la prueba vial AASHO, el cual se calculó mediante expresiones propias desarrolladas para estimar el SN_{eff} y el CBR a partir de las deflexiones obtenidas con FWD.

De acuerdo con Schnoor y Horak (2012), la relación derivada para SN_{eff} fue la siguiente:

$$SN_{eff} = 13.47 - 6.47 logD_0 + 3.697 logD_{90}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
D_0 = Deflexión central, µm.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

Otros autores atribuyen las siguientes formulaciones a Jameson, obtenidas a partir los espesores y módulos de las capas para más de 400 sitios en Hong Kong, donde el Número Estructural se calculó para esos sitios, y posteriormente fue comparado con relaciones desarrolladas usando las deflexiones del FWD (D_0 y D_{90}).

Del análisis de regresión llevado a cabo en orden de verificar la validez de la relación modelada, se obtuvo la siguiente expresión (Crook, 2012, p. 5):

$$SN_{eff} = 1.69 + \frac{842.8}{D_0 - D_{150}} - \frac{42.94}{D_{90}}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
D_0 = Deflexión central, µm.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
D_{150} = Deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

Posteriormente, la *European Cooperation in Science and Technology* (COST) publicó una versión modificada de esta ecuación, la cual se presenta a continuación (European Cooperation in Science and Technology [COST], 1998):

$$SN_{eff} = 1.7 + \frac{813}{D_0 - D_{150}} - \frac{39}{D_{90}}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
D_0 = Deflexión central, µm.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
D_{150} = Deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

» **Método de ROBERTS:** este es otro método disponible para su uso cuando solamente se dispone de datos del FWD (HTC, 2000, p. 8).

La fórmula de Roberts para establecer el Número Estructural se indica a continuación.

$$SN_{eff} = 12.992 - 4.167 logD_0 + 0.936 logD_{90}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
D_0 = Deflexión central, pulg.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.

» **Método E_{ri} - $A_{UPP.}$:** Maguire introdujo los siguientes modelos preliminares para la estimación del SN_{eff}, basado en un análisis factorial limitado de la respuesta del pavimento flexible, empleando modelos informáticos de capas elásticas esfuerzo dependientes (Crovetti, 2005).

$$LogET^3 = 6.21 - 0.49LogA_{UPP} + 0.0023LogE_{ri}$$

$$SN_{eff} = 0.1477\left(ET^3\right)^{1/3} - 0.014E_{ri} - 6.43$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
ET^3 = Rigidez flexural de todo el pavimento, klb-pulg.
A_{UPP} = Área bajo el perfil del pavimento, mils.
E_{ri} = Módulo resiliente de la subrasante en el punto de rotura, klb/pulg^2.

Para las anteriores expresiones, Crovetti (2005) presenta las siguientes modificaciones.

$$eE_{ri} = 22.04 - 3.645D_{36} + 0.158D_{36}$$

$$LogeE^{1/3}T = 3.574 - 0.437LogA_{UPP} - 0.066LogeE_{ri}$$

$$SN_{eff} = 0.0055eE^{1/3}T - 0.0012eE_{ri} + 0.144$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
eE_{ri} = Módulo resiliente estimado de la subrasante en el punto de rotura, klb/pulg^2.
D_{36} = Deflexión medida a 36 pulg desde el centro del plato de carga, mils.
$eE^{1/3}T$ = Rigidez flexural estimada de todo el pavimento, lb-pulg$^{1/3}$.
A_{UPP} = Área bajo el perfil del pavimento, mils.

» **Método Kavussi:** Kavussi et ál. (2017) llevaron a cabo un análisis de correlación con el fin de establecer la relación entre SN_{eff} y diferentes parámetros del cuenco de deflexiones. La obtención de modelo se basó en 2453 puntos de ensayo con FWD realizados en la provincia de Khuzestan localizada al sur de Irán. La expresión obtenida es la siguiente (Hossam et ál., 2018).

$$SN_{eff} = 34.171 \cdot D_0^{-0.638} \cdot D_{90}^{-0.33}$$

Donde:
SN_{eff} = Número Estructural Efectivo.
D_0 = Deflexión central, pulg.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, pulg.

7.3. Evaluación estructural del sistema pavimento-subrasante

Los siguientes métodos evalúan de manera integral la resistencia del pavimento, mediante formulaciones desarrolladas a partir de información del cuenco de deflexiones obtenido con FWD.

» **Método de ASGARI:** para la utilización de este método, se determina el módulo de la subrasante a partir de las deflexiones con FWD, se seleccionan los coeficientes que son función del módulo de la subrasante y se determina el Número Estructural Modificado con esos coeficientes, los cuales están consignados en el Cuadro 44 (Rohde y Hartman, 1996).

$$SNC = a_0 \cdot \left(D_0\right)^{a_1}$$

Donde:
SNC = Número Estructural Modificado del pavimento.
D_0 = Deflexión central, mm.
a_0, a_1 = Coeficientes del método.

Cuadro 44
Coeficientes para el método de Asgari

Módulo Resiliente de la subrasante (MPa)	a0	a1
20	4.710	-1.828
50	2.738	-1.017
100	2.259	-0.905
200	1.844	-0.900

» **Método de NUEVA ZELANDA:** (Salt y Stevens, 2001): para implementar la planeación a largo plazo en la administración de carreteras usando sistemas tales como dTIMS, se requieren parámetros para definir la capacidad estructural del pavimento. El Número Estructural Modificado (SNC) o el Número Estructural Ajustado (SNP) son ampliamente utilizados para este propósito.

Salt y Stevens desarrollaron una correlación que usa la deflexión máxima y las deflexiones a 90 y 150 cm desde el centro de aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, para determinar el SNC. Esta correlación fue desarrollada para su implementación en pavimentos con capas granulares no ligadas en Nueva Zelanda. La expresión presenta una correlación razonablemente cercana (R^2 = 0.94) con el Método AASHTO NDT I. La expresión para el cálculo de SNC incluye el componente de resistencia aportado por la subrasante, a diferencia de métodos como los de Jameson y Roberts, cuyo aporte se hace de manera independiente.

$$SNC = 112 \cdot D_0^{-0.5} + 47\left(D_0 - D_{90}\right)^{-0.5} - 56\left(D_0 - D_{150}\right)^{-0.5} - 0.4$$

Donde:
SNC = Número Estructural Modificado del pavimento.
D_0 = Deflexión central, µm.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
D_{150} = Deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

» **Método de SUDÁFRICA** (Horak et ál., 2014): la metodología de evaluación comparativa del cuenco de deflexiones, desarrollada en Sudáfrica, está ligada a la utilización completa del cuenco de deflexiones para patronar o clasificar la capacidad estructural de pavimentos flexibles y la condición estructural de zonas de las capas de pavimento con mayor efectividad. Schnoor y Horak realizaron estudios en una carretera con información detallada de espesores de las capas, clasificación de los materiales con base en sondeos extensivos

y ensayos de laboratorio, y pruebas detalladas con FWD para correlacionar varios de los parámetros del cuenco de deflexiones con el SNC a través de un procedimiento de regresión múltiple, donde el cuenco de deflexiones fue utilizado con mayor efectividad derivando la siguiente ecuación de regresión.

$$SNC = e^{5.12} \cdot ICS^{0.31} \cdot A_{UPP}{}^{-0.78}$$

Donde:
SNC = Número Estructural Modificado del pavimento.
ICS = Índice de curvatura superficial, µm.
A_{UPP} = Área bajo el perfil del pavimento, µm.

$$ICS = D_0 - D_{30}$$

$$A_{UPP} = \frac{\left(5D_0 - 2D_{30} - 2D_{60} - D_{90}\right)}{2}$$

Donde:
D_0 = Deflexión central, µm.
D_{30} = Deflexión a 30 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
D_{60} = Deflexión a 60 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
D_{90} = Deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.

8. Métodos de evaluación de estados tensionales

En un método riguroso, aplicable a nivel de proyecto, la vida residual del pavimento se determina a partir de las propiedades de los materiales que conforman las distintas capas de la estructura, al aplicar la mecánica de pavimentos con la ayuda de programas de computador que funcionan con sistemas elásticos multicapas, para evaluar el desempeño interno del pavimento en cuanto a sus estados tensionales en servicio de esfuerzos, deformaciones y deflexiones. Los valores determinados con estas herramientas computacionales se comparan con los máximos admisibles que pueden ser soportados por la estructura, sin que se presenten deficiencias en el comportamiento funcional y estructural. Estos son obtenidos en pruebas de laboratorio, o mediante modelos de deterioro, también llamados funciones de transferencia.

No obstante, para estimar la vida residual del pavimento a nivel de red, existen modelos que permiten conocer los estados tensionales en servicio, mediante expresiones de correlación con parámetros del cuenco de deflexiones obtenido con deflectómetro de impacto.

Los parámetros para evaluar, que son mundialmente empleados, son el criterio de agrietamiento por fatiga, el cual se basa en la limitación del grado de deformación por tracción en la base inferior de la capa de concreto asfáltico (ε_t); y el criterio de ahuellamiento por deformación permanente, el cual limita la deformación por compresión sobre la subrasante (ε_z); aunque también se han formulado funciones de transferencia para este criterio con el esfuerzo vertical (σ_z).

8.1. Modelos de deterioro

Las funciones de transferencia son la parte empírica de los modelos de predicción de los deterioros que correlacionan con el parámetro crítico la respuesta estructural de varios tipos de daños en el pavimento. Estos

modelos son el fundamento de las metodologías de diseño mecanístico empíricas (M-E), que requieren de extensa calibración y verificación para establecer predicciones de deterioro confiables. Existen funciones de transferencia disponibles para estimar la fatiga de la mezcla de concreto asfáltico y el ahuellamiento de la subrasante. Sin embargo, las funciones de transferencia para predecir el ahuellamiento de la mezcla asfáltica y las capas granulares, son limitadas y requieren de mayor desarrollo (Huang, 2004, p. 479).

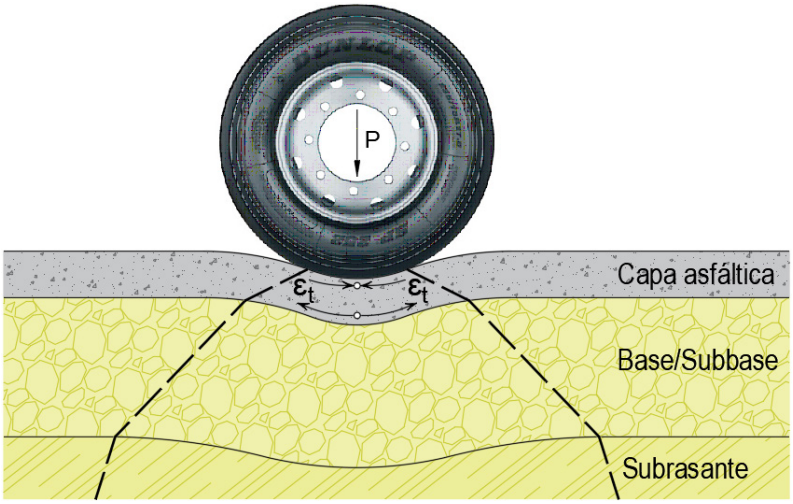
Con base en lo anterior, lo particularmente desafiante en el proceso de diseño M-E es desarrollar la función de transferencia necesaria para relacionar la respuesta calculada del pavimento (esfuerzo, deformación) con el desempeño (cantidad de grietas, profundidad del ahuellamiento). Dado que las funciones de transferencia pueden depender de la mezcla asfáltica y del clima, requieren de calibración o su desarrollo local para tener en cuenta los materiales y condiciones climáticas (Priest y Timm, 2006).

8.1.1. Modelo de agrietamiento por fatiga

El agrietamiento por fatiga es uno de los principales deterioros en pavimentos flexibles, junto con el fisuramiento térmico y el ahuellamiento. Es un deterioro importante porque las fisuras por fatiga se propagan a través de toda la capa de concreto asfáltico, lo cual permite la filtración de agua al interior de la estructura hacia las capas no ligadas, y causa un deterioro superficial y estructural acelerado. Además, aunque el bombeo es un deterioro principalmente presente en los pavimentos rígidos, este también puede observarse en pavimentos flexibles con agrietamiento a profundidad total, con capas subyacentes finas no ligadas y en presencia de agua (Priest y Timm, 2006).

La teoría sobre este deterioro establece que el agrietamiento por fatiga se inicia en el parte inferior de la capa asfáltica, debido a las solicitaciones de carga repetidas y excesivas, y se asocia con las deformaciones de tracción en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico; razón por la cual, en los procedimientos mecanístico empíricos, estas deformaciones deben limitarse con el fin de controlar el agrietamiento por fatiga en el diseño (Priest y Timm, 2006, p. 10).

Figura 49
Agrietamiento por fatiga



8.1.1.1. Estados tensionales en servicio

A partir de la información deflectométrica con FWD, se puede estimar el porcentaje de vida residual del pavimento, al emplear expresiones obtenidas mediante métodos de regresión estadística que correlacionan la deformación horizontal de tracción en la base de la capa asfáltica con parámetros del cuenco de deflexión. Las siguientes expresiones son aplicables para pavimentos con materiales de base granular (Richard y Park, 2002).

$$\log\left(\varepsilon_{rca}\right) = 1.082 \cdot log\left(IDB\right) + 0.259 \cdot log\left(H_{ca}\right) + 1.409$$

$$\log\left(\varepsilon_{rca}\right) = 0.821 \cdot log\left(A_{UPP}\right) + 1.210$$

$$\log\left(\varepsilon_{rca}\right) = 1.034 \cdot log\left(A_{UPP}\right) + 0.932$$

Donde:
ε_{rca} = Deformación radial de tracción en la base de la carpeta asfáltica, μstrain.

IDB = Índice de daño de la base, mils.
H_{ca} = Espesor de la capa asfáltica, pulg.
A_{UPP} = Área bajo el perfil del pavimento, mils.

8.1.1.2. Estados tensionales admisibles-funciones de transferencia

Como se ha anotado, la vida residual del pavimento debido al agrietamiento por fatiga está principalmente asociada al número de repeticiones de carga que causan deformación horizontal de tracción en la base de la capa de concreto asfáltico generando su falla estructural. La siguiente es la forma general de la formulación para expresar la fatiga, la cual, mediante desarrollos sobre la original, ha incluido el módulo de la mezcla para tener en cuenta cambios en la temperatura y la frecuencia de carga.

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_{rca}} \right)^{k_2} \left(\frac{1}{E_{ca}} \right)^{k_3}$$

Donde:
N_f = Número de repeticiones admisibles para limitar las deformaciones por fatiga.
k_1, k_2, k_3 = Constantes de calibración.
ε_{rca} = Deformación radial de tracción en la base de la carpeta asfáltica.
E_{ca} = Módulo dinámico de la capa asfáltica.

En las funciones de transferencia para fatiga, es importante determinar en qué grado de deterioro se presenta la falla, en otras palabras, en qué punto la relación de daño es igual a uno. También, es importante que, cuando se usen funciones de transferencia de fatiga establecidas, se conozca cuál es el nivel de daño con que fueron calibradas, con el fin de conocer el nivel de desempeño esperado.

Organismos con reconocimiento internacional, por su investigación en el área de pavimentos, han desarrollado sus propias funciones de transferencia para el control del agrietamiento por fatiga. El siguiente cuadro presenta algunas de ellas.

Cuadro 45
Funciones de transferencia para el control de agrietamiento

No.	Institución - Investigador		K_1	K_2	K_3
1	SHELL		(0.856Vb+1.08)	5.0	1.8
2			0.0685	5.671	2.363
3	INA	Nivel confianza = 85 %	1.14E-03	3.291	0.854
4			0.0795	3.291	0.854
5	TRRL: Nivel confianza = 85 %		1.66E-10	4.32	
6	Centro Investigación de Carreteras de Bélgica – CRR		4.92E-14	4.76	
7	Universidad de Nottingham		8.89E-13	4.902	
8	MnDOT	Álvarez et ál., 1996	5.00E-06	3.0	
9		Timm et ál., 1999	2.83E-06	3.206	
10	CEDEX de España		9.06E-09	3.6706	
11	Cuerpo de Ingenieros de la Armada de USA		497.156	5	2.66
12	UC – Berkeley		0.0636	3.291	0.854
13	Modelo de la India		0.1001	3.565	1.4747
14	Congreso de Carreteras de la India - IRC		2.21E-04	3.89	0.854
15	Brasil		1.09E-06	3.512	

Entre las distintas de funciones de transferencia existentes, en nuestro medio tradicionalmente se han empleado las siguientes.

» **Modelo SHELL:** la función de transferencia utilizada en la modelación del agrietamiento, es la relación de fatiga de laboratorio publicada por SHELL (1978), la cual se ha ajustado para predecir la vida a fatiga del pavimento en servicio al aplicar un factor de confiabilidad (*Reliability Factor* - RF) de acuerdo con el nivel

de confiabilidad deseado del proyecto. Para este fin, se tiene en cuenta la siguiente recomendación de la guía de diseño australiana (Austroads, 2019a).

Cuadro 46

Niveles típicos de confiabilidad del proyecto

Clasificación funcional de la vía	Nivel de confiabilidad del proyecto (%)
Autopista expresa	95 - 97.5
Autopista no expresa: TPDA > 2000	90 - 97.5
Autopista no expresa: TPDA ≤ 2000	85 - 95
Carretera principal: TPDA > 500	85 - 95
Otras carreteras: TPDA ≤ 500	80 - 90

Para mezclas asfálticas convencionales, utilizadas en pavimentos con tránsito moderado a alto, la relación general entre la máxima deformación radial de tracción en la base de la capa asfáltica producida por una determinada carga, y el número de repeticiones de carga admisible, es:

$$\varepsilon_{radm} = (0.856 \cdot Vb + 1.08) \cdot E_{ca}{}^{-0.36} \left(\frac{N}{FT}\right)^{-0.2} \quad N_{adm} = FT \cdot \left(\frac{0.856 \cdot Vb + 1.08}{E_{ca}{}^{0.36} \cdot \varepsilon_r}\right)^{5}$$

Donde:

ε_{radm} = Deformación admisible a tracción en la base de la carpeta asfáltica, strain.

N_{adm} = Tránsito admisible equivalente en ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

Vb = Porcentaje del volumen de asfalto en la mezcla, %.

E_{ca} = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, N/m^2.

N = Tránsito equivalente en ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

ε_r = Deformación a tracción en la base de la carpeta asfáltica, strain.

FT = Función de transferencia en función del factor de confiabilidad recomendado por la guía de diseño australiana.

De acuerdo con lo consignado en la manual de pavimentos flexibles para medios y altos volúmenes de tránsito, el factor de confiabilidad es una función de transferencia (FT) originada de la relación SF/RF, es decir, la relación entre la vida media de fatiga en laboratorio (SHELL 1978) con la vida de fatiga en servicio predicha, usando en esta parte la confiabilidad deseada del proyecto (INVÍAS, 2015, p. 157).

Los factores de confiabilidad presentados en INVÍAS (2015) se obtienen de dividir el factor de desplazamiento (*Shift Factor* - SF), asumido como 6, entre los factores de confiabilidad sugeridos en la guía de diseño australiana.

Cuadro 47
Función de transferencia, FT

Confiabilidad del proyecto					
NC (%)	80.0 %	85.0 %	90.0 %	95.0 %	97.5 %
RF Austroads	2.40	3.00	3.90	6.00	9.00
FT = (SF/RF)	2.50	2.00	1.54	1.00	0.67

» **Modelo del Instituto del Asfalto:** la siguiente es la expresión del Instituto Norteamericano del Asfalto, denominada MS-1, la cual es una modificación de la original, con el fin de incluir un factor de corrección para tener en cuenta la composición volumétrica de la mezcla, tal como lo propuso Pell y Cooper en 1975 (Priest y Timm, 2006).

$$N_{adm} = 18.4 \cdot 10^{4.84 \cdot \left(\frac{Vb}{Va+Vb} - 0.6875\right)} \cdot 0.00432 \cdot \varepsilon_{rca}^{-3.291} \cdot E_{ca}^{-0.854}$$

Donde:
N_{adm} = Tránsito admisible equivalente en ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.
E_{ca} = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/pulg^2.
ε_{rca} = Deformación a tracción en la base de la carpeta asfáltica, strain.

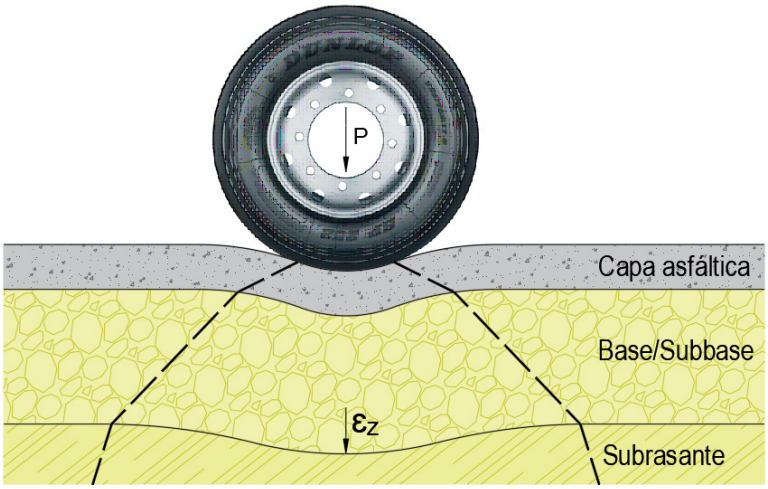
Vb = Porcentaje del volumen de asfalto en la mezcla, %.
Va = Porcentaje del volumen de vacíos con aire en la mezcla, %.

8.1.2. Modelo de ahuellamiento por deformación permanente

La deformación vertical en la subrasante está relacionada con los esfuerzos verticales inducidos por las cargas del tránsito sobre la estructura de pavimento; cuando la deformación producida sobrepasa los valores admisibles, se genera el deterioro por ahuellamiento.

Dos procedimientos se han empleado para controlar el ahuellamiento: el primero se basa en limitar la deformación vertical de compresión sobre la subrasante. Este procedimiento asume que, si se controla la deformación de compresión sobre la subrasante, de manera razonable no se excederán las profundidades de ahuellamiento superficial. El otro consiste en limitar el total de la deformación permanente acumulada en la superficie del pavimento, en función de las propiedades de deformación permanente de cada capa individual al sumar estos resultados de deformación (Huang, 2004, p. 480).

Figura 50
Ahuellamiento por deformación permanente



8.1.2.1. Estados tensionales en servicio

El estudio llevado a cabo por Richard y Park (2002) también presenta la siguiente expresión, para estimar la deformación vertical de compresión sobre la subrasante a partir de el ICB; el cual, según los mismos autores, es un buen indicador de la condición de la subrasante en pavimentos con capas de base granular.

$$\log\left(\varepsilon_{zsr}\right) = 1.017 \cdot log\left(ICB\right) - 0.042 \cdot log\left(H_{ca}\right) - 0.494 \cdot log\left(H_{gr}\right) + 2.624$$

Donde:
ε_{zsr} = Deformación vertical de compresión sobre la subrasante, μstrain.
ICB = Índice de curvatura de la base, mils.
H_{ca} = Espesor de la capa asfáltica, pulg.
H_{gr} = Espesor de las capas granulares, pulg.

8.1.2.2. Estados tensionales admisibles-funciones de transferencia

Con el fin de controlar la falla funcional del pavimento, se estima su vida residual a través del criterio de deformación permanente. Para ello, distintas agencias viales e investigadores han desarrollado funciones de transferencia, cuya formulación general se presenta a continuación.

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_{zsr}} \right)^{k_2}$$

Donde:
N_f = Número de repeticiones admisibles para limitar las deformaciones permanentes.
k_1, k_2 = Constantes de calibración.
ε_{zsr} = Deformación vertical de compresión sobre la subrasante.

El siguiente cuadro presenta un compendio de varios modelos de ahuellamiento por deformación permanente, desarrollados por distintas agencias viales.

Cuadro 48
Funciones de transferencia para el control de ahuellamiento

No.	Institución – Investigador		K_1	K_2
1	SHELL	Nivel confianza = 50 %	$6.15x10^{-7}$	4.0
2		Nivel confianza = 85 %	$1.94x10^{-7}$	4.0
3		Nivel confianza = 95 %	$1.05x10^{-7}$	4.0
4	Instituto del Asfalto – INA		$1.365x10^{-9}$	4.477
5	TRRL	Nivel confianza = 85 %	$6.18x10^{-8}$	3.95
6			$1.13x10^{-6}$	3.75
7	Centro Investigación de Carreteras de Bélgica – CRR		$3.05x10^{-9}$	4.35
8	Universidad de Nottingham		$1.126x10^{-6}$	3.571
9	Dormon y Metcalf		$6.069x10^{-10}$	4.762
10	Chevron		$1.607x10^{-9}$	4.444
11	LCPC de Francia		$1.0214x10^{-7}$	4.167
12	Cuerpo de Ingenieros de la Armada de USA		$1.81x10^{-15}$	6.527
13	Congreso de Carreteras de la India - IRC		$4.166x10^{-8}$	4.534
14	Inglesa		$4.1586x10^{-10}$	4.166

A continuación, se citan las expresiones del método SHELL, en función de la deformación y tránsito admisible, las cuales son las de mayor utilización en nuestro medio.

» **Modelo SHELL:** el criterio propuesto por SHELL está en función del nivel de confiabilidad. A continuación, se presentan las expresiones propuestas para un nivel de confianza del 50 %, 85 % y 95 %.

NC = 50 %, $\varepsilon_{zadm} = 0.028 \cdot N^{-0.25}$ $N_{adm} = 6.15x10^{-7} \cdot \varepsilon_z{}^{-4}$

NC = 85 %, $\varepsilon_{zadm} = 0.021 \cdot N^{-0.25}$ $N_{adm} = 1.94x10^{-7} \cdot \varepsilon_z{}^{-4}$

NC = 95 %, $\varepsilon_{zadm} = 0.018 \cdot N^{-0.25}$ $N_{adm} = 1.05x10^{-7} \cdot \varepsilon_z{}^{-4}$

Donde:
ε_{zadm} = Deformación vertical admisible por compresión sobre la capa de subrasante, strain.
N_{adm} = Tránsito admisible equivalente en ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.
N = Tránsito equivalente en ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño.
ε_z = Deformación vertical por compresión sobre la capa de subrasante, strain.

9. Índices de condición estructural

La condición estructural de un pavimento puede ser evaluada a través pruebas no destructivas, tales como la información deflectométrica obtenida con FWD. Varias agencias viales han investigado sobre la posibilidad de implementar un indicador de la capacidad estructural dentro de sus sistemas de gestión de pavimentos. Para ello, han desarrollado diversos índices en función de variables como el tránsito, la capacidad estructural del pavimento, parámetros obtenidos del cuenco de deflexión y los estados tensionales del pavimento. En el documento se citan algunos cuyo insumo base son los resultados de la evaluación estructural con deflectómetro de impacto.

Índices de este tipo son de gran utilidad para su incorporación en Sistemas de Gestión de Pavimentos a nivel de red, de tal manera que permitan distinguir entre pavimentos que requieren de la implementación de estrategias de mantenimiento preventivo, de aquellos que necesitan rehabilitación.

9.1. Índice de resistencia estructural, SSI

Como parte de su trabajo en el Departamento de Transporte del Estado de Indiana (INDOT), en 2009, Flora y su equipo de trabajo desarrollaron los principios para el Índice de Resistencia Estructural (SSI), como un indicador integral que emplea los valores de deflexión del FWD. Este índice fue desarrollado a partir de una función basada en la distribución acumulada de las deflexiones medidas tanto en pavimentos flexibles como rígidos, a partir del uso de la deflexión central obtenida con FWD. El método comparó las medidas de deflexión de un pavimento determinado, con los valores generales de deflexión de ese grupo particular de pavimentos dentro de una red vial. El índice tiene una escala de clasificación de 0 a 100, correspondiendo a 0 un SSI deficiente y a 100 un SSI excelente (Saleh, 2016b).

Bryce et ál. (2013) calibraron el modelo propuesto por Flora para su implementación en los SGP del departamento de Transporte del Estado de Virginia (VDOT). A continuación, se presenta el modelo del estudio de Flora, junto con sus coeficientes de calibración y los obtenidos en el estudio de Bryce, para su implementación en pavimentos flexibles.

$$SSI = 100\left[1 - \alpha e^{\left(\frac{-\beta}{D_0^{\gamma}}\right)}\right]$$

Donde:
SSI = Índice de resistencia estructural.
D_0 = Deflexión central, mils.
α, β, γ = Coeficientes del modelo.

Cuadro 49
Coeficientes del modelo para pavimentos flexibles

Clasificación funcional de la vía	Coeficientes del modelo			Coeficiente de regresión
	α	β	Y	R^2
Interestatal	1.0013	40.303	3.8530	0.998
No Interestatal NHS	1.0035	66.811	3.1060	0.998
No NHS	1.0124	100.838	2.5860	0.999
Interestatal *	1.0069	1071.800	3.9622	-

* Coeficientes del modelo de Bryce.

9.2. Índice de condición estructural, SCI

El Índice de Condición Estructural (SCI) fue propuesto por el Departamento de Transporte del Estado de Texas (TxDOT), como una metodología para convertir las deflexiones registradas en pavimentos flexibles en un índice basado en el número estructural para evaluación a nivel de red (Zhang et ál., 2003).

El SCI es la relación entre el número estructural efectivo y el requerido del método AASHTO. El número estructural efectivo se determina a partir de las deflexiones registradas con FWD y el espesor total de las capas del pavimento. El número estructural requerido es principalmente función de las repeticiones de carga del tránsito y la resistencia de la subrasante.

$$SCI = \frac{SN_{eff}}{SN_{req}}$$

Donde:
SCI = Índice de condición estructural.
SN_{eff} = Número estructural efectivo.
SN_{req} = Número estructural requerido.

9.3. Índice estructural modificado, MSI

El número estructural modificado se basa en el SCI propuesto por el TxDOT. Su contribución consiste en la formulación de una expresión de cálculo directo para la estimación del número estructural requerido. Para establecer el número estructural efectivo, el autor propone el empleo de las formulaciones de Rohde (Bryce et ál., 2013).

$$MSI = \frac{SN_{eff}}{SN_{req}} = \frac{0.4728 \cdot \left(D_0 - D_{1.5Hp}\right)^{-0.481} \cdot Hp^{0.7581}}{0.05716 \cdot \left(logN_{8.2T} - 2.32logMr + 9.07605\right)^{2.36777}}$$

Donde:
D_0 = Deflexión máxima medida bajo la carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
$D_{1.5Hp}$ = Deflexión superficial medida a 1.5 veces H_p, bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD, µm.
H_p = Espesor total del pavimento, mm.
M_r = Módulo resiliente de la subrasante, lb/pulg^2.

9.4. Factor de condición, CF

El Factor de Condición (CF) fue introducido en el método AASHTO 1993, como un parámetro para estimar la capacidad estructural efectiva del pavimento, a partir de tener en cuenta su vida remanente con base en el daño por fatiga (RL). La siguiente expresión permite determinar el Factor de Condición (AASHTO, 1993, p. III 89).

$$CF = \frac{SN_{eff}}{SN_0}$$

Donde:
CF = Factor de Condición.
SN_{eff} = Número estructural efectivo.
SN_0 = Número estructural del pavimento original.

Como se puede observar, la expresión para determinar el SCI es similar a la propuesta por AASHTO. No obstante, CF es función de RL y SN_0 es el número estructural que tiene en cuenta la capacidad estructural del pavimento original.

9.5. Vida remanente, VR

Los siguientes índices representan la vida remanente del pavimento, de manera análoga a como el Índice de Condición Estructural (SCI) lo hace. Estos se derivan de la relación entre las solicitaciones admisibles para los estados tensionales o repeticiones de carga obtenidas mediante las funciones de transferencia, contra los valores en servicio calculados mediante la mecánica de pavimentos o en el estudio de tránsito, respectivamente. En sí, son el inverso del consumo de las solicitaciones por carga o de deformación radial de tracción en la base de la carpeta asfáltica (ε_{rca}) y la deformación vertical de compresión sobre la subrasante (ε_{zsr}).

» **Índice de vida remanente para control de fatiga.**

$$IVRF = \frac{\varepsilon_{radm}}{\varepsilon_{rca}} \; o \; \frac{N_{8.2t\ adm}}{N}$$

» **Índice de vida remanente para control de ahuellamiento.**

$$IVRA = \frac{\varepsilon_{zadm}}{\varepsilon_{zsr}} \; o \; \frac{N_{8.2t\ adm}}{N}$$

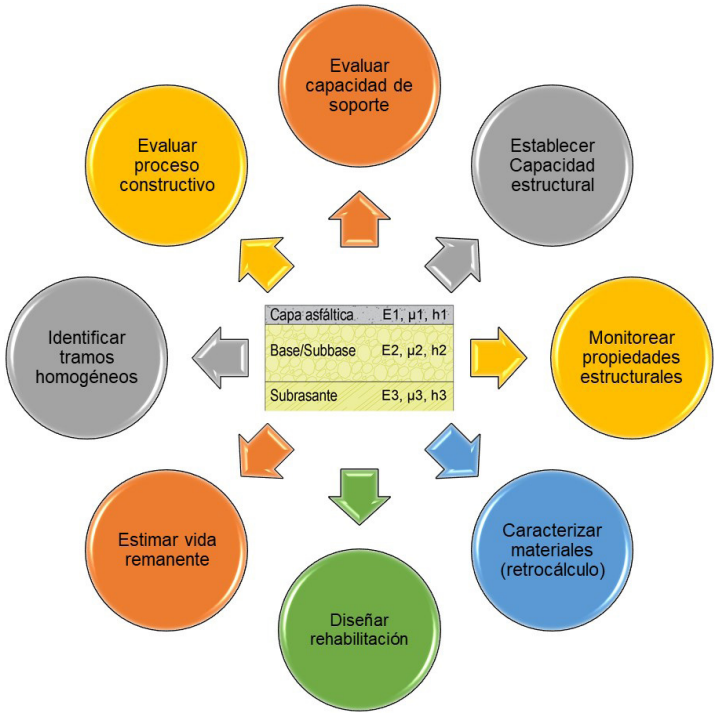
Donde:
IVRA = Índice de vida remanente para el control de ahuellamiento.
IVRF = Índice de vida remanente para el control de fatiga.
ε_{zadm} = Deformación vertical de compresión admisible sobre la subrasante.
ε_{zsr} = Deformación vertical de compresión sobre la subrasante.
ε_{radm} = Deformación radial de tracción admisible en la base de la carpeta asfáltica.
ε_{rca} = Deformación radial de tracción en la base de la carpeta asfáltica.
$N_{8.2tadm}$ = Repeticiones admisibles de las cargas del tránsito.
N = Repeticiones de diseño de las cargas del tránsito.

10. Aplicaciones de la evaluación estructural

Como se ha anotado, la evaluación estructural de pavimentos flexibles suministra conocimiento acerca del estado de la estructura, lo que permite realizar el seguimiento y monitoreo de su comportamiento estructural durante su vida en servicio, y así establecer la programación de las estrategias de mantenimiento y rehabilitación de manera racional, con el fin de que sean más económicas. En la siguiente figura se presentan algunas de las aplicaciones de la evaluación estructural en pavimentos flexibles.

Figura 51

Aplicaciones de la evaluación estructural de pavimentos flexibles



» Evaluar las etapas durante el proceso constructivo.

» Evaluar la capacidad de soporte de la subrasante.

» Establecer la capacidad estructural.

» Monitorear propiedades estructurales.

» Retrocalcular parámetros de resistencia de las capas.

» Diseñar rehabilitaciones.

» Predecir la vida remanente.

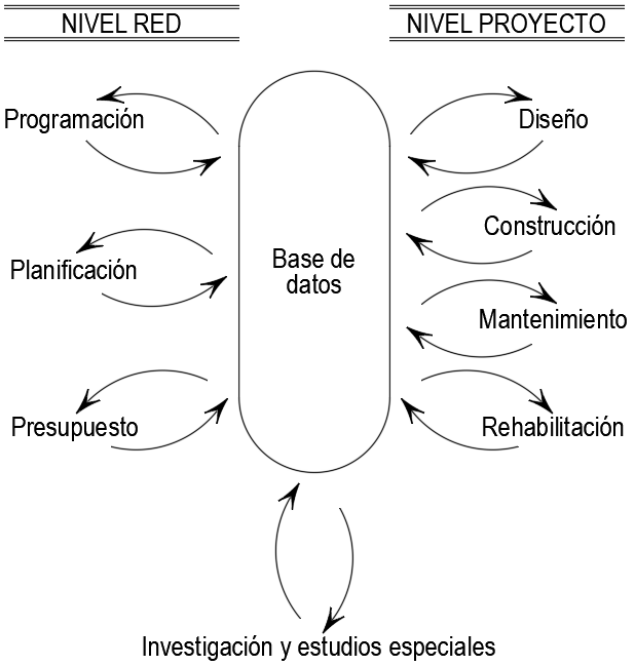
» Segmentar según la resistencia estructural.

10.1. Gestión de pavimentos

En su sentido más amplio, la gestión de pavimentos engloba todas las actividades relacionadas con la planeación, diseño, construcción, mantenimiento, evaluación y rehabilitación de un pavimento. Un Sistema de Gestión de Pavimentos (SGP) es un conjunto de herramientas o métodos que asisten la toma de decisiones, con la finalidad de hallar las estrategias óptimas para bridar, evaluar y mantener el pavimento en una condición de servicio apropiada a través de un periodo de tiempo dado (AASHTO, 1993).

La gestión de infraestructura se realiza en dos niveles, a saber: nivel de red y nivel de proyecto. Generalmente, la gestión a nivel de red se focaliza en la estimación de presupuestos para el mantenimiento de la red completa, para posteriormente pasar a la gestión a nivel de proyecto. La gestión a nivel de proyecto, en tanto, considera la infraestructura vial presente en un arco o segmento específico de la red vial, como, por ejemplo, un tramo concesionado de una ruta (Solminihac et ál., 2019).

Figura 52
Actividades en un sistema de gestión de pavimentos (AASHTO, 1993, p. I 32)



10.1.1. Evaluación estructural en la gestión de pavimentos a nivel de red

En este nivel están las aplicaciones dirigidas a obtener información acerca del estado de las redes viales (calles y carreteras), de manera que se pueda realizar una adecuada gestión sobre ellas. Dentro de estas aplicaciones se encuentran:

» **Identificación de tramos con comportamiento homogéneos**

La sectorización en tramos homogéneos se puede realizar a partir de parámetros respuesta como le deflexión central (D_0), en conjunto con una deflexión alejada del centro de aplicación de la carga (p. ej., la deflexión D_{180}), con el fin de tener en cuenta un parámetro que refleje el comportamiento estructural del paquete estructural y de la capa de subrasante, respectivamente.

» **Capacidad estructural**

A nivel de red, se pueden emplear parámetros para estimar de manera general la capacidad estructural del sistema pavimento - subrasante. Uno de estos parámetros es el Número Estructural Modificado, cuando su determinación se realiza mediante modelos que se alimentan exclusivamente de parámetros obtenidos del cuenco de deflexiones.

» **Caracterización estructural**

Dentro de los parámetros que permiten caracterizar el comportamiento estructural del pavimento, y sus distintas capas, están aquellos que brindan información general de su condición mediante una evaluación cualitativa, entre estos se encuentran D_0, ICS, IDB, ICB, ÁREA, entre otros.

» **Modelos de comportamiento**

Los resultados de la evaluación estructural se pueden aplicar en la generación de modelos de comportamiento, los cuales son expresiones matemáticas que predicen la evolución del estado del pavimento en el tiempo, con base en el conocimiento de sus condiciones al momento de puesta en servicio o en cualquier momento de su vida útil. Permiten predecir los efectos a corto y largo plazo de las actividades de mantenimiento, con la finalidad de estimar razonablemente las oportunidades en que sea necesaria alguna operación de mantenimiento y el nivel de deterioro resultante y su progresión en el tiempo (Solminihac et ál., 2019).

A manera de ejemplo de estos, se presenta un modelo de comportamiento para el Índice de Rugosidad Internacional (IRI), el cual corresponde al modelo simplificado de HDM-III.

$$IRI\left(t\right)=\left[IRI\left(0\right)+725\left(1+SNC\right)^{-5}N_{8.2\mathrm{t}}\left(t\right)\right]e^{mt}$$

Donde:
IRI(t) = IRI en el año t, m/km.
IRI (0) = IRI en el año de inicio, m/km.
SNC = Número estructural modificado, pulg.
$N_{8.2t}$ (t) = Número de ejes equivalentes acumulados de 8.2 toneladas, en el carril de diseño en el periodo de diseño en el año de análisis, millones.
m = coeficiente de clima.

También se presenta el siguiente modelo de agrietamiento de HDM-III, el cual se desarrolló para predecir el tiempo de iniciación de las grietas en un pavimento asfáltico sobre una capa de base granular.

$$TYCRA = 4.21e^{\left(0.14\,SNC - 17.1\left(\frac{N_{8.2t}}{SNC^2}\right)\right)}$$

Donde:
$TYCRA$ = Tiempo de iniciación de todas las grietas estructurales, años.
SNC = Número estructural modificado.
$N_{8\,2t}$ = Número de ejes equivalentes acumulados de 8.2 toneladas, en el carril de diseño en el periodo de diseño en el año de análisis, millones.

10.1.2. Evaluación estructural en la gestión de pavimentos a nivel de proyecto

» **Capacidad estructural**

La capacidad estructural del sistema pavimento - subrasante se puede establecer mediante parámetros obtenidos de la evaluación estructural, entre estos el Número Estructural Efectivo, cuando para su cálculo se emplea la información de deflexiones, junto con los espesores de las capas del pavimento.

» **Condición estructural**

La condición estructural del pavimento se puede establecer mediante varios índices, entre ellos se encuentra el Índice de Condición Estructural, el cual es la relación entre el Número Estructural Efectivo y el Número Estructural Requerido.

» **Caracterización de los materiales de las capas del pavimento**

Para caracterizar las capas del pavimento según sus parámetros de resistencia, se emplean técnicas de retrocálculo, las cuales permiten obtener las propiedades elásticas de los materiales que conforman la estructura a partir del análisis de deflexiones, con la ayuda de

herramientas informáticas basadas en la teoría elástica. También es posible la utilización de expresiones de cálculo directo para inferir el módulo de elasticidad de los materiales constituyentes del pavimento.

» **Estimación de vida remanente**

La vida residual o remanente del pavimento se estima a partir de tener cuenta la relación existente entre las repeticiones que solicitan la estructura y las que producen su falla. La vida remanente se puede calcular en función de las repeticiones de carga del tránsito o las solicitaciones de los estados tensionales.

» **Diseño de sobrecapas**

A nivel de proyecto, una de las alternativas de intervención del pavimento es el refuerzo estructural mediante el diseño de sobrecapas, las cuales ayudan a solucionar deficiencias superficiales y estructurales.

11. Ejemplos de aplicación

En un tramo vial se han obtenidos los siguientes registros, producto de un ensayo deflectométrico con FWD entre las 10:30 y 11:15 a.m.; el pulso de carga durante el ensayo fue 35 ms. El pavimento ensayado es de tipo flexible constituido por una capa de rodadura de 10 cm de concreto asfáltico, a la cual subyacen 50 cm de material granular, el paquete estructural de pavimento está fundado sobre una capa de subrasante de suelo fino con densidad 1.92 gr/cm^3.

El tránsito del proyecto es igual a 5 000 000 de repeticiones del eje equivalente de 8.2 toneladas en el carril de diseño, en el periodo de diseño.

Cuadro 50
Información deflectométrica

Abscisa (m)	Carga (kN)	D_0	D_{30}	D_{60}	D_{90}	D_{120}	D_{150}	D_{180}	T pav. (°C)	T aire (°C)	Hora
26200	52	587	315	175	116	80	54	39	33	22	10:32:24 a. m.
26301	52	543	295	177	122	88	68	58	33	22	10:33:48 a. m.
26401	51	625	370	229	173	132	105	93	33	22	10:34:55 a. m.
26501	52	636	329	185	118	89	69	56	32	22	10:36:03 a. m.
26600	51	696	432	295	228	183	143	121	32	22	10:38:12 a. m.
26700	52	600	368	252	198	164	138	120	32	22	10:39:22 a. m.
26800	51	632	353	204	145	110	83	75	32	21	10:43:03 a. m.
27000	52	591	348	223	171	131	108	93	33	21	10:44:20 a. m.
27100	51	549	308	199	151	121	93	81	31	21	10:45:31 a. m.
27202	51	694	396	259	193	154	122	103	32	21	10:46:44 a. m.
27301	51	546	309	198	155	132	105	96	32	21	10:47:54 a. m.
27400	51	560	317	199	146	121	97	85	31	21	10:49:19 a. m.
27501	51	646	371	241	185	148	117	100	29	21	10:51:14 a. m.
27601	51	553	323	214	170	142	113	98	24	20	10:53:40 a. m.
27700	51	674	402	263	207	166	137	117	29	20	10:55:58 a. m.
27800	52	719	417	253	184	133	104	87	28	20	10:59:30 a. m.
27900	51	736	381	227	158	105	78	64	29	20	11:01:24 a. m.

28001	51	752	440	270	197	145	107	90	28	19	11:02:53 a. m.
28100	51	807	477	288	200	141	105	85	27	19	11:04:02 a. m.
28201	52	743	424	256	176	129	102	87	26	19	11:05:19 a. m.
28301	51	815	447	264	182	132	107	85	28	20	11:06:36 a. m.
28402	51	890	426	214	133	91	67	56	28	20	11:07:40 a. m.
28500	51	802	478	303	220	164	125	101	28	20	11:08:45 a. m.
28601	51	781	403	235	166	128	99	88	28	20	11:09:53 a. m.
28700	51	766	471	302	231	177	139	116	28	20	11:11:01 a. m.
28800	51	819	486	320	240	189	152	126	29	20	11:12:04 a. m.
28900	51	855	458	265	186	134	103	87	29	20	11:13:13 a. m.
29000	50	866	483	285	194	133	97	77	29	20	11:14:36 a. m.

A continuación, se realiza la evaluación estructural al pavimento en estudio, aplicando los conceptos documentados a lo largo del texto.

11.1. Definición de secciones homogéneas

Mediante el procedimiento de diferencias acumuladas, se divide el tramo de estudio en secciones de comportamiento y/o características similares que faciliten determinar los parámetros de diseño por sección. Para ello, se toma como parámetro de respuesta la deflexión central (D_0).

Cuadro 51

Secciones homogéneas mediante el método de diferencias acumuladas

Abscisa	D_0 (µm)	Número intervalo	Distancia intervalo (km)	Distancia acumulada (km)	Respuesta promedio	Área intervalo real	Área acumulada	Z_x
K26 + 200	587	1	0.1	0.1	587.2	59.3	59.3	-9.6
K26 + 301	543	2	0.1	0.2	565.1	56.5	115.8	-21.2
K26 + 401	625	3	0.1	0.3	584.2	58.4	174.2	-31.0
K26 + 501	636	4	0.1	0.4	630.4	62.4	236.7	-36.1
K26 + 600	696	5	0.1	0.5	666.0	66.6	303.3	-37.7
K26 + 700	600	6	0.1	0.6	648.1	64.8	368.1	-41.1
K26 + 800	632	7	0.2	0.8	615.8	123.2	491.2	-54.3
K27 + 000	591	8	0.1	0.9	611.3	61.1	552.4	-61.4
K27 + 100	549	9	0.1	1.0	569.8	58.1	610.5	-72.8

K27 + 202	694	10	0.1	1.1	621.6	61.5	672.0	-78.8
K27 + 301	546	11	0.1	1.2	620.2	61.4	733.4	-84.9
K27 + 400	560	12	0.1	1.3	553.2	55.9	789.3	-97.9
K27 + 501	646	13	0.1	1.4	603.1	60.3	849.6	-105.8
K27 + 601	553	14	0.1	1.5	599.3	59.3	908.9	-114.0
K27 + 700	674	15	0.1	1.6	613.2	61.3	970.3	-120.8
K27 + 800	719	16	0.1	1.7	696.3	69.6	1039.9	-119.4
K27 + 900	736	17	0.1	1.8	727.3	73.5	1113.3	-114.8
K28 + 001	752	18	0.1	1.9	744.1	73.7	1187.0	-108.7
K28 + 100	807	19	0.1	2.0	779.6	78.7	1265.7	-98.8
K28 + 201	743	20	0.1	2.1	774.8	77.5	1343.2	-89.5
K28 + 301	815	21	0.1	2.2	778.7	78.6	1421.9	-79.7
K28 + 402	890	22	0.1	2.3	852.0	83.5	1505.4	-63.1
K28 + 500	802	23	0.1	2.4	845.8	85.4	1590.8	-46.5
K28 + 601	781	24	0.1	2.5	791.3	78.3	1669.1	-35.7
K28 + 700	766	25	0.1	2.6	773.3	77.3	1746.5	-26.5
K28 + 800	819	26	0.1	2.7	792.3	79.2	1825.7	-15.5
K28 + 900	855	27	0.1	2.8	837.0	83.7	1909.4	0.0
K29 + 000	866	28						

Por ejemplo, para la abscisa K27+000 se tiene una distancia acumulada de 0.9 km, con un área acumulada de 552.4; por lo tanto, el factor Z_x es igual a:

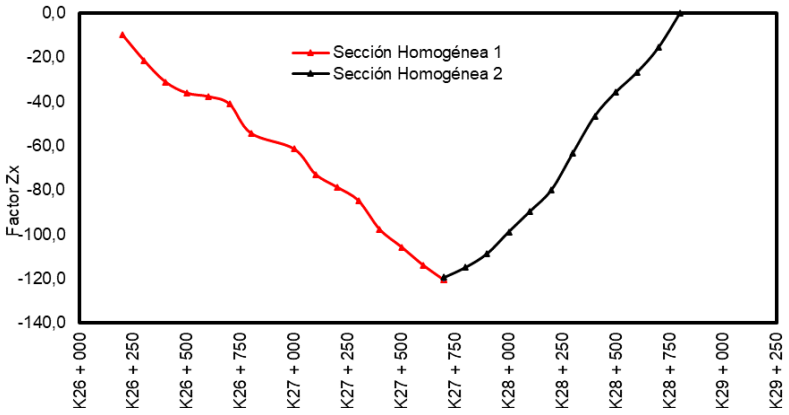
$$F = \frac{At}{L} = \frac{1909.4}{2.8} = 682$$

$$Z_x = Distancia\,acumulada - \left(Área\,acumulada \cdot F \right)$$

$$Z_x = 0.9 - \left(552.4 \cdot 682 \right) = -61.4$$

Graficando el valor de Z_x contra cada abscisa, se obtiene la siguiente figura, la cual resulta en un método fácil y práctico para interpretar el comportamiento de la estructura a partir de las deflexiones máximas.

Figura 53
Secciones homogéneas mediante el método de diferencias acumuladas



Así, se observan dos zonas claramente identificadas, marcadas por su abscisado, las cuales se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 52
Secciones homogéneas definidas

Sección Homogénea	Abscisa inicial	Abscisa final
1	K26 + 200	K27 + 800
2	K27 + 800	K29 + 000

11.2. Cuenco característico

Una vez determinadas las secciones homogéneas, para continuar con el ejemplo, se toma la segunda sección para analizarla. En esta se establece un cuenco representativo que contenga, en mayor medida, las condiciones de los puntos de evaluación en el intervalo de la sección homogénea.

11.2.1. Corrección de deflexiones

Las deflexiones medidas en campo mediante el equipo FWD, son sometidas a dos correcciones. La primera es la corrección por carga y la segunda es la corrección por temperatura.

11.2.1.1. Corrección por carga

La corrección por carga se realiza de la siguiente manera para todas las medidas de deflexión. Para el ejemplo, se toman los datos de la abscisa K28 + 800.

$$D_i = D_{io} \cdot \frac{Pr}{Po}$$

$$D_i = 819 \cdot \frac{40}{51} = 642\,\mu m$$

11.2.1.2. Corrección por temperatura

La corrección por temperatura, en este caso, se realiza únicamente a la medida en el punto de evaluación bajo el plato de carga. Esto se realiza teniendo en cuenta la temperatura media del aire (o la temperatura superficial del pavimento), la profundidad de evaluación y la característica del material de base granular. Para este caso, se trata de una base sin estabilizar, una profundidad de evaluación de 5.0 cm (2.0 pulg), que corresponde al espesor medio de carpeta asfáltica, la cual tiene una temperatura superficial de 29 °C, producto de una temperatura del aire de 20 °C (68 °F). En el ejemplo, la temperatura media de la capa asfáltica se calcula con las siguientes expresiones.

» **Método del Instituto del Asfalto:** este método se alimenta de la temperatura del aire y la profundidad de evaluación de la temperatura en el espesor de la capa asfáltica.

$$M_p = M_a\left(1+\frac{1}{z+4}\right)-\frac{34}{z+4}+6$$

$$M_p = 68\left(1+\frac{1}{2+4}\right)-\frac{34}{2+4}+6 = 79.7°F = 26.5°C$$

» **Método Park y otros - TRR 1764:** para aplicar este método, se debe tener en cuenta la temperatura superficial de la carpeta asfáltica y la hora de medición. La abscisa correspondiente al cuenco característico se ensayó a las 11:12 a.m.

$$t = \frac{11 + \frac{12}{60}}{24} = 0.46$$

$$T_z = T_{surf} + \left(-0.3451 z - 0.0432 z^2 + 0.00196 z^3\right) \sin\left(-6.3252 t + 5.0967\right)$$

$$T_z = 29 + \left(-0.3451 \cdot 5 - 0.0432 \cdot 5^2 + 0.00196 \cdot 5^3\right) \sin\left(-6.3252 \cdot 0.46 + 5.0967\right)$$

$$T_z = 26.9\,°C$$

» **Factor de corrección por temperatura:** de las distintas formulaciones citadas en el documento, en este ejemplo se emplea la fórmula dada por la normativa chilena para una base granular. El factor se estima a la temperatura del espesor medio de la capa asfáltica obtenida con el método del Instituto del Asfalto.

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = 1.054^{(T_{ca} - 20)/u}$$

$$u = -34.123 \cdot h^{-0.725} = -34.123 \cdot 10^{-0.725} = -6.427$$

$$\frac{D_{ref}}{D_{ca}} = 1.054^{(26.5 - 20)/-6.427} = 0.948$$

» **Deflexión corregida por temperatura:** para obtener la deflexión corregida por temperatura, se aplica el factor de corrección estimado previamente a la deflexión central corregida por carga, tal como se muestra enseguida para la abscisa K28 + 800.

$$D_{ref} = 642 \cdot 0.948 = 609\,\mu m$$

A continuación, se presentan las deflexiones corregidas, tanto por carga como por temperatura para la sección homogénea 2, para la cual se va a determinar el cuenco característico.

Cuadro 53

Deflexiones corregidas sección homogénea 2

Abscisa	Deflexiones corregidas (µm)						
	D_0	D_{30}	D_{60}	D_{90}	D_{120}	D_{150}	D_{180}
K27 + 800	531	324	196	143	103	81	67
K27 + 900	548	298	177	123	82	61	50
K28 + 001	562	344	212	154	113	84	70
K28 + 100	609	376	226	157	111	83	67
K28 + 201	552	329	198	137	100	80	68
K28 + 301	602	348	205	142	103	83	66
K28 + 402	658	332	167	104	71	52	44
K28 + 500	600	378	240	174	130	99	80
K28 + 601	580	316	184	130	101	78	69
K28 + 700	574	371	239	182	139	109	91
K28 + 800	609	381	251	189	148	119	99
K28 + 900	632	356	207	145	104	80	68
K29 + 000	654	384	227	155	105	77	61

11.2.2. Cuenco característico

Teniendo en cuenta las deflexiones corregidas, se determina el cuenco característico o representativo de la sección homogénea. Para dicho proceso, se usa estadística descriptiva, mediante medidas como la media ($\bar{D}$), la desviación estándar (σ), el coeficiente de variación (C_V) y la deflexión característica (D_c).

Para la deflexión característica, se tiene en cuenta las recomendaciones de Austroads, para una vía secundaria con TPDA < 2000, con lo cual se

obtiene un número de desviaciones estándar (f) igual a 1.65. Teniendo en cuenta lo anterior, cada una de las deflexiones del cuenco característico se determina de la siguiente manera:

$$D_c = \bar{D} + f\sigma = 593\,\mu m + 1.65 \quad 40 = 659\,\mu m$$

El siguiente cuadro presenta el resumen de las variables estadísticas.

Cuadro 54
Variables estadísticas

Parámetro	D_0	D_{30}	D_{60}	D_{90}	D_{120}	D_{150}	D_{180}
Promedio	593	349	210	149	108	83	69
Percentil 85	551	322	183	129	97	74	59
Desviación estándar (σ)	40	28	26	24	21	18	15
Coeficiente variación (Cv)	0.07	0.08	0.12	0.16	0.19	0.21	0.21
Cuenco característico (Dc)	659	395	252	188	143	113	93

Mediante un análisis preliminar, se identifican los puntos de evaluación con mayor similitud a los valores del cuenco característico. Posteriormente, mediante un análisis de mínimos cuadrados, se determina el punto de evaluación que más se aproximan al cuenco característico para su selección. De esta manera, se selecciona como cuenco característico el medido en la abscisa K28 + 800.

Cuadro 55

Cuenco característico sección homogénea 2

Abscisa	Diferencia entre las deflexiones medidas y las del cuenco característico al cuadrado (μm²)						
	D_0	D_{30}	D_{60}	D_{90}	D_{120}	D_{150}	D_{180}
K27 + 800	531	324	196	143	103	81	67
	16432	5138	3142	2038	1618	1026	677
K27 + 900	548	298	177	123	82	61	50
	12266	9376	5589	4139	3694	2682	1904
K28 + 001	562	344	212	154	113	84	70
	9377	2609	1643	1148	884	833	531
K28 + 100	609	376	226	157	111	83	67
	2470	372	659	931	1052	915	704
K28 + 201	552	329	198	137	100	80	68
	11508	4323	2878	2627	1863	1107	663
K28 + 301	602	348	205	142	103	83	66
	3229	2270	2193	2117	1646	877	746
K28 + 402	658	332	167	104	71	52	44
	2	3991	7252	7015	5274	3715	2457
K28 + 500	600	378	240	174	130	99	80
	3480	311	157	184	187	203	177
K28 + 601	580	316	184	130	101	78	69
	6251	6284	4606	3353	1816	1222	611
K28 + 700	574	371	239	182	139	109	91
	7303	573	182	32	15	11	4
K28 + 800	609	381	251	189	148	119	99
	2525	196	2	0	22	42	26
K28 + 900	632	356	207	145	104	80	68
	745	1503	2076	1839	1527	1087	665
K29 + 000	654	384	227	155	105	77	61
	23	117	651	1106	1421	1261	1040
Cuenco característico (Dc)	659	395	252	188	143	113	93

11.3. Evaluación estructural cualitativa

En seguida, se evalúa de forma preliminar el pavimento de manera cualitativa, mediante diversos índices obtenidos a partir de las deflexiones del cuenco característico.

11.3.1. Índices D_0, ICS, IDB e ICB

Dichos índices desarrollados por Horak permiten evaluar la condición relativa del pavimento, como se muestra en el Cuadro 56, con base en los umbrales definidos en el Cuadro 21 para un material de base granular.

» **Índice de Deflexión Central (D_0):**

$$D_0 = 609\,\mu m$$

» **Índice de Curvatura Superficial (ICS):**

$$ICS = D_0 - D_{30} = 609 - 381 = 228\,\mu m$$

» **Índice de Daño de la Base (IDB):**

$$IDB = D_{30} - D_{60} = 381 - 251 = 130\,\mu m$$

» **Índice de Curvatura de la Base (ICB):**

$$ICB = D_{60} - D_{90} = 251 - 189 = 62\,\mu m$$

Cuadro 56
Evaluación deflectométrica cualitativa índices Horak

D0 μm	Condición general de la estructura	ICS μm	Rigidez capas asfálticas	IDB μm	Deformación sobre capas apoyo de las capas asfálticas	ICB μm	Deformación sobre subrasante
609	Regular	228	Regular	130	Regular	62	Regular

11.3.2. Parámetros ÁREA, A_{UPP} y área normalizada

» **ÁREA Hoffman**

$$\acute{A}REA = \frac{6\left(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90}\right)}{D_0}$$

$$\acute{A}REA = \frac{6\left(609 + 2 \cdot 381 + 2 \cdot 251 + 189\right)}{609} = 20.32\ pulg$$

Con base en el Cuadro 22, en función del parámetro ÁREA, el pavimento clasifica como "con capas asfálticas delgadas (menos de 100mm)", clasificación que no es consistente con las características de la estructura. Aunque vale la pena anotar que el espesor de la capa asfáltica es 100 mm, encontrándose en la frontera del cuadro de clasificación.

» **Área bajo el perfil del pavimento (A_{UPP})**

$$A_{UPP} = \frac{\left(5D_0 - 2D_{30} - 2D_{60} - D_{90}\right)}{2}$$

$$A_{UPP} = \frac{\left(5 \cdot 609 - 2 \cdot 381 - 2 \cdot 251 - 189\right)}{2} = 796\ \mu m$$

» **Área normalizada (A_r')**

$$A_r' = \frac{150\left(D_0 + 2D_{30} + 2D_{60} + D_{90}\right)}{900\, D_0^{\,2}}$$

$$A_r' = \frac{150\left(609 + 2 \cdot 381 + 2 \cdot 251 + 189\right)}{900 \quad 609^2} = 0.927\ mm$$

De acuerdo con el Cuadro 23, para un pavimento con capa asfáltica gruesa (> 100 mm), la capacidad estructural del pavimento se considera "suficiente".

11.3.3. Índice de condición estructural

Esta índice se determinó de acuerdo con lo expuesto por Orozco (2005), a partir de los siguientes parámetros, cuyos resultados se encuentran tabulados en el Cuadro 57.

$$c = \left(\frac{D_0}{D_{180}}\right)^{0.26} = \left(\frac{609}{99}\right)^{0.26} = 1.606$$

$$\lambda = \frac{r}{R} = \frac{300}{1800} = 0.17$$

$$\Delta = \frac{D_0}{1+(5\lambda)^c} = \frac{609}{1+(5\cdot 0.17)^{1.606}} = 349$$

Cuadro 57
Parámetros para el cálculo del índice estructural

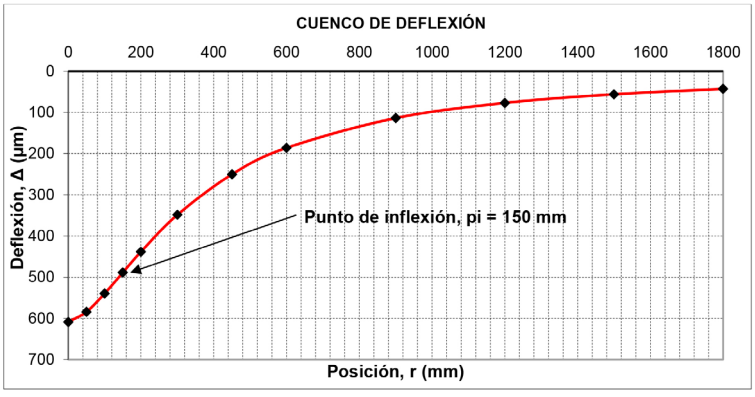
Parámetros del índice Estructural				
r (mm)	δ medido (μm)	c	λ	Δ (μm)
0	609	1.606	0.00	609
50		1.606	0.03	584
100		1.606	0.06	540
150		1.606	0.08	489
200		1.606	0.11	438
300	381	1.606	0.17	349
450		1.606	0.25	250
600	251	1.606	0.33	186

900	189	1.606	0.50	114
1200	148	1.606	0.67	77
1500	119	1.606	0.83	56
1800	99	1.606	1.00	43

Para determinar la distancia a la cual se presenta el punto de inflexión (r_x), se grafica el cuenco con los valores de deflexión calculados. Al reemplazar en la siguiente expresión, se obtiene un índice estructural igual a 0.406 que, de acuerdo con el Cuadro 24, califica la condición estructural como "pésima".

$$I_e = \frac{D_0}{r_x} \cdot 100 = \frac{0.609}{150} \cdot 100 = 0.406$$

Figura 54
Cuenco de deflexión calculado



11.3.4. Factor de extensibilidad

Este parámetro, definido por Vaswani (1971) como una medida de la resistencia del pavimento, presenta un valor de 0.59; de acuerdo con el Cuadro 25, la condición del pavimento es "buena".

$$S = \frac{D_0 + D_{30} + D_{60} + D_{90}}{4\,D_0}$$

$$S = \frac{D_0 + D_{30} + D_{60} + D_{90}}{4\,D_0} = \frac{609 + 381 + 251 + 189}{4 \cdot 609} = 0.59$$

11.3.5. Índice de extensibilidad de la carga

El índice de extensibilidad de la carga se determina mediante la siguiente expresión, donde F es el mínimo valor entre las relaciones presentadas en el Cuadro 58.

$$LSI = \left(\frac{D_{120}}{D_{60}}\right) \cdot F$$

Cuadro 58
Factor F

Factor F					
D30/D0	D60/D30	D90/D60	D120/90	D150/D120	D180/150
0.63	0.66	0.75	0.78	0.81	0.83

Al reemplazar en la respectiva expresión, se obtiene un valor de 0.37.

$$LSI = \left(\frac{148}{251}\right) \cdot 0.63 = 0.37$$

11.4. Evaluación estructural cuantitativa

La evaluación estructural cuantitativa se realiza con el fin de conocer el módulo de las distintas capas que constituyen el pavimento, así mismo, para conocer la condición estructural del pavimento en conjunto. Esta determinación se puede realizar mediante métodos rigurosos como retrocálculo y análisis de vida residual con la mecánica de pavimentos, así como también mediante la aplicación de métodos de cálculo directo.

11.4.1. Retrocálculo

El ejemplo de retrocálculo se realiza con el programa EVERCALC. Para ello, primero se calcula el módulo de superficie bajo el eje de carga y a las distancias radiales correspondientes a la localización de los sensores del FWD; posteriormente, se estima la profundidad de la capa rígida. Así mismo, como insumo del programa es necesario estimar unos valores iniciales de módulos que sirvan como semilla, esto se realiza con la ayuda de métodos de cálculo directo.

11.4.1.1. Módulo de superficie

El módulo de superficie representa la rigidez equivalente del pavimento. Al graficar los módulos superficiales contra la ubicación de los sensores, se obtiene información muy importante para realizar la modelación de la estructura. Este se determina con las siguientes expresiones.

» **Módulo de superficie bajo el eje del plato de carga**

$$E_0 = \frac{2 \cdot \sigma_0 \cdot a \cdot \left(1-\mu^2\right)}{D_0}$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot 0.569 \cdot 150 \cdot \left(1-0.5^2\right)}{0.609} = 210\,MPa$$

» **Módulo de superficie a distintas distancias radiales desde el eje del plato de carga**

$$E_r = \frac{\sigma_0 \cdot a^2 \cdot \left(1-\mu^2\right)}{r \cdot D_r}$$

$$E_r = \frac{0.569 \cdot 150^2 \cdot \left(1-0.5^2\right)}{300 \cdot 0.381} = 84\,MPa$$

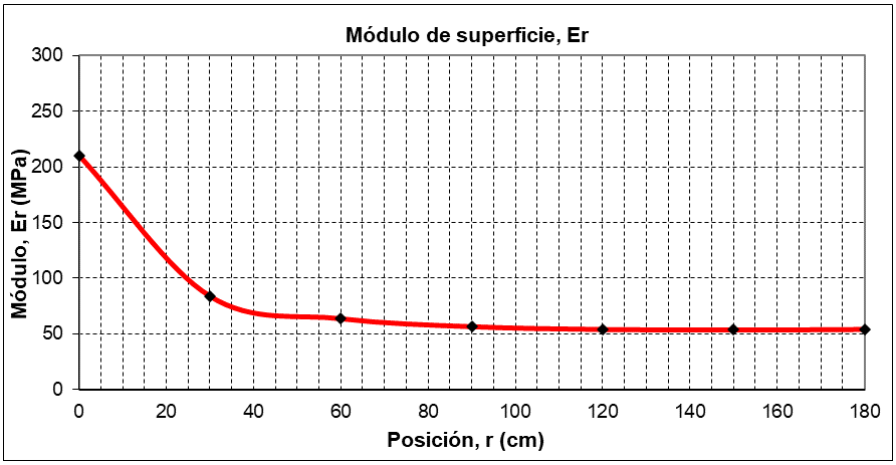
El siguiente cuadro presenta los resultados del módulo de superficie para el cuenco seleccionado, que representa a la sección homogénea. Para estimar sus valores, se calcula el módulo de superficie bajo el punto de aplicación de la carga y en las posiciones radiales desde el punto de aplicación de la carga (300 mm, 600 mm, 900 mm, 1200 mm, 1500 mm, 1800 mm).

Cuadro 59
Valores del módulo de superficie

Sensor	D_0	D_{30}	D_{60}	D_{90}	D_{120}	D_{150}	D_{180}
E_r (MPa)	210	84	64	57	54	54	54

Con base en la figura que representa el módulo de superficie, se puede decir que la subrasante exhibe un comportamiento lineal elástico, lo que significa que el material de fundación del pavimento es homogéneo en su composición a profundidad.

Figura 55
Gráficas del módulo de superficie

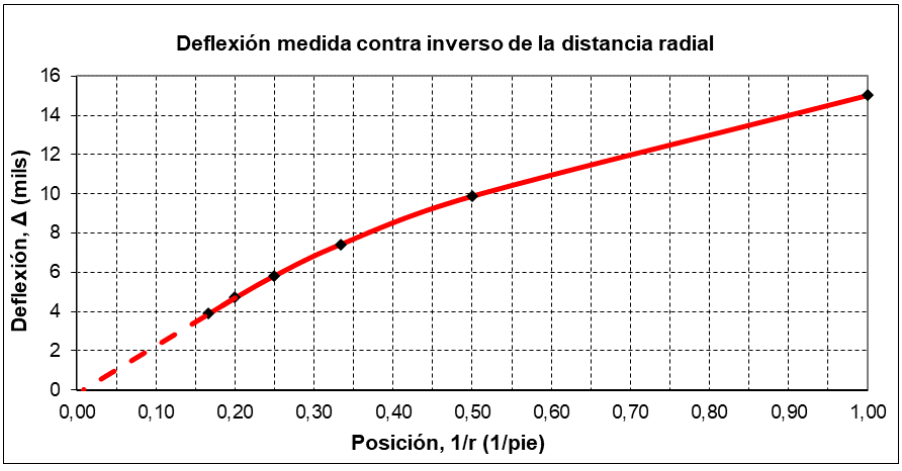


11.4.1.2. Profundidad de la capa rígida

Como se ha anotado, la presencia de un estrato rígido cerca de la superficie tiene efecto en la magnitud de las deflexiones, situación que se ve reflejada en los módulos de retrocálculo; con el fin de observar su efecto, en seguida se estima su presencia mediante el método de Rohde y Scullion, y de Chatti y Harichandran.

» **Método Rohde y Scullion:** el primer paso para aplicar este método es de manera gráfica, se debe estimar la distancia a la cual ocurre la deflexión cero (r_0), esta se estima al prolongar la porción recta de la curva deflexión medida contra inverso de la distancia radial. Como se muestra en la figura, esta distancia es 0.01 1/pie.

Figura 56
Gráfica deflexión medida contra inverso de la distancia radial



Con el valor de r_0 y los índices ICS, IDB e ICB se determina la profundidad de la capa rígida por medio de la siguiente expresión, para una capa asfáltica con espesor entre 10 y 15 cm.

$$\frac{1}{B} = 0.0413 + 0.9929 \cdot (r_0) - 0.0012 \cdot ICS + 0.0063 \cdot IDB - 0.0778 \cdot log(ICB)$$

$$\frac{1}{B} = 0.0413 + 0.9929 \cdot (0.01) - 0.0012 \cdot 9.0 + 0.0063 \cdot 5.1 - 0.0778 \cdot log(2.5)$$

$$B = 24.5\ pies = 7.5\ m$$

» **Método Chatti y Harichandran:** para aplicar este método, es necesario conocer la duración del pulso de carga durante el ensayo con FWD, y propiedades de la subrasante como condición de saturación, módulo resiliente y densidad. En el ejemplo, se evalúa para una subrasante saturada con capa rígida rocosa.

La velocidad de onda cortante de la subrasante se estima como sigue.

$$V_s = \left[\frac{E_{sg} \cdot \rho}{2(1-\mu^2)} \right]^{0.5}$$

$$V_s = \left[\frac{8.6 \cdot 89.4}{2(1-0.5^2)} \right]^{0.5} = 511\ pie/s$$

A partir de la velocidad calculada y el periodo vibración libre, se estima la profundidad de la capa rígida.

$$D_b = \frac{V_s \cdot T_d}{1.35}$$

$$D_b = \frac{511 \cdot 0.035}{1.35} = 13.2\ pies = 4.0\ m$$

Como resultado de aplicar estos métodos, se observa una diferencia de 3.5 en la estimación de la profundidad de la capa rígida, siendo mayor su profundidad según el método de Rohde y Scullion.

11.4.2. Cálculo directo

Teniendo como insumo la información suministrada por el módulo de superficie y la profundidad de la capa rígida, se procede a realizar el

retrocálculo de los módulos de las capas que constituyen la estructura de pavimento. Con ese fin se utiliza, en este ejemplo, el programa EVERCALC. En este proceso, es importante contar con valores estimados de los módulos de las distintas capas, que sirvan como semilla, para ello es útil emplear métodos de cálculo directo, ecuaciones de regresión, ensayos de laboratorio o valores típicos tabulados en función de las propiedades del material de las distintas capas.

11.4.2.1. Capa de subrasante

El módulo resiliente inicial de la subrasante se estima a partir de los resultados de evaluar el módulo de superficie, en el ejemplo se toma un valor de 55 MPa. Este se puede comprobar mediante los métodos descritos en la sección 6.2.1.

11.4.2.2. Capa de material granular

Como se ha anotado, el módulo resiliente de las capas granulares obtenido por retrocálculo es el que mayores inconsistencias presenta, por lo cual se recomienda estimar su valor probable a partir de las formulaciones como las siguientes.

» **Método SHELL**

$$E_{GR} = 0.206 \cdot H_{GR}^{0.45} \cdot M_r$$

$$E_{GR} = 0.206 \cdot 500^{0.45} \cdot 561 = 1894\, kg/cm^2 = 186\, MPa$$

» **Método Barker**

$$E_{bg} = E_{sbg}\left[1 + 10.52\, Log\, h_{bg} - 2.10\, Log\, E_{sbg} \quad Log\, h_{bg}\right]$$

$$E_{bg} = 8013\left[1 + 10.52\, Log\, 19.69 - 2.10\, Log\, 8013 \cdot Log\, 19.69\right]$$

$$E_{bg} = 32904\, lb/pulg^2 = 220\, MPa$$

» **Método Instituto del Asfalto**

$$E_{GR} = 10.447 \cdot H_{CA}^{-0.471} \cdot H_{GR}^{-0.041} \cdot E_{CA}^{-0.139} \cdot M_r^{0.287} \cdot K_1^{0.868}$$

$$E_{GR} = 10.447 \cdot 3.94^{-0.471} \cdot 19.69^{-0.041} \cdot 364209^{-0.139} \cdot 8013^{0.287} \cdot 8000^{0.868}$$

$$E_{GR} = 26345 lb/pulg^2 = 181 MPa$$

11.4.2.3. Capa de concreto asfáltico

En el presente ejemplo, se estima su valor con la formulación propuesta en el reporte FHWA-RD-05-152, así como con métodos en función de parámetros del cuenco de deflexión.

» **Método de la FHWA-RD-05-152:** para aplicar este método, se debe disponer del registro de deflexión a 20 cm del eje del plato de carga, dado que en esta evaluación no se tomó. Este se interpola con la siguiente expresión, cuyos parámetros se presentan en el numeral 6.2.1.1.

$$D_x = \frac{(R_x - R_B)\cdot(R_x - R_C)}{(R_A - R_B)\cdot(R_A - R_C)} \cdot D_A + \frac{(R_x - R_A)\cdot(R_x - R_C)}{(R_B - R_A)\cdot(R_B - R_C)} \cdot D_B + \frac{(R_x - R_A)\cdot(R_x - R_B)}{(R_C - R_A)\cdot(R_C - R_B)} \cdot D_C$$

$$D_{20} = \frac{(R_{20} - R_{30})\cdot(R_{20} - R_{60})}{(R_0 - R_{30})\cdot(R_0 - R_{60})} \cdot D_0 + \frac{(R_{20} - R_0)\cdot(R_{20} - R_{60})}{(R_{30} - R_0)\cdot(R_{30} - R_{60})} \cdot D_{30} + \frac{(R_{20} - R_0)\cdot(R_{20} - R_{30})}{(R_{60} - R_0)\cdot(R_{60} - R_{30})} \cdot D_{60}$$

$$D_{20} = \frac{(20-30)\cdot(20-60)}{(0-30)\cdot(0-60)} \cdot 609 + \frac{(20-0)\cdot(20-60)}{(30-0)\cdot(30-60)} \cdot 381 + \frac{(20-0)\cdot(20-30)}{(60-0)\cdot(60-30)} \cdot 251 = 446\,\mu m$$

Ahora, se procede a calcular el $ÁREA_{30}$.

$$ÁREA_{30} = 2\left[2 + 3\left(\frac{D_{20}}{D_0}\right) + \left(\frac{D_{30}}{D_0}\right)\right]$$

$$ÁREA_{30} = 2\left[2 + 3\left(\frac{0.0446}{0.0609}\right) + \left(\frac{0.0381}{0.0609}\right)\right] = 9.650$$

El módulo compuesto se determina de la siguiente manera.

$$E_0 = \frac{1.5 \cdot a \cdot \sigma_0}{D_0}$$

$$E_0 = \frac{1.5 \cdot 15 \cdot 5.8}{0.0609} = 2143\,kg/cm^2$$

El factor de área, mediante la siguiente expresión.

$$AF_{ca} = \left[\frac{k_2 - 1}{k_2 - \frac{ÁREA_{30}}{k_1}} \right]^{1.35}$$

$$AF_{ca} = \left[\frac{1.752 - 1}{1.752 - \frac{9.650}{6.850}} \right]^{1.35} = 2.884$$

Al reemplazar los parámetros calculados previamente en la ecuación para hallar el módulo de la capa asfáltica, se obtiene:

$$E_{ca} = \frac{E_0 \cdot AF_{ca} \cdot k_3^{(1/AF_{ca})}}{k_3^{\,2}}$$

$$E_{ca} = \frac{2143 \cdot 2.884 \left(\frac{10}{2} \cdot 15 \right)^{(1/2.884)}}{\left(\frac{10}{2} \cdot 15 \right)^2} = 38005\,kg/cm^2 = 3727\,MPa$$

» **Métodos en función de parámetros del cuenco de deflexión:** otra manera de estimar el módulo de la capa asfáltica, es mediante ecuaciones de correlación con base en parámetros del cuenco de deflexión obtenido con FWD, entre ellas están las siguientes.

» **Modelo de Richard y Park:** para su uso, se requiere conocer el espesor de la capa de concreto asfáltico y el ICS.

$$\log\left(E_{ca}\right) = -1.183 \cdot log\left(H_{ca}\right) - 1.103 \cdot log\left(ICS\right) + 4.356$$

$$\log\left(E_{ca}\right) = -1.183 \cdot log\left(3.94\right) - 1.103 \cdot log\left(8.96\right) + 4.356 = 2.60$$

$$E_{ca} = 399\, klb / pulg^2 = 2738\, MPa$$

» **Modelo de Gopalakrishnan:** así mismo, se emplea la siguiente ecuación en función de los parámetros ÁREA, D_0 y el espesor de la capa de concreto asfáltico.

$$\log\left(E_{ca}\right) = 1.48 + 1.76 \cdot log\left(\frac{ÁREA}{D_0}\right) + 0.26\left(\frac{ÁREA}{H_{ca}}\right)$$

$$\log\left(E_{ca}\right) = 1.48 + 1.76 \cdot log\left(\frac{20.32}{23.97}\right) + 0.26\left(\frac{20.32}{3.94}\right) = 2.69$$

$$E_{ca} = 496\, klb / pulg^2 = 3404\, MPa$$

11.4.3. EVERCALC

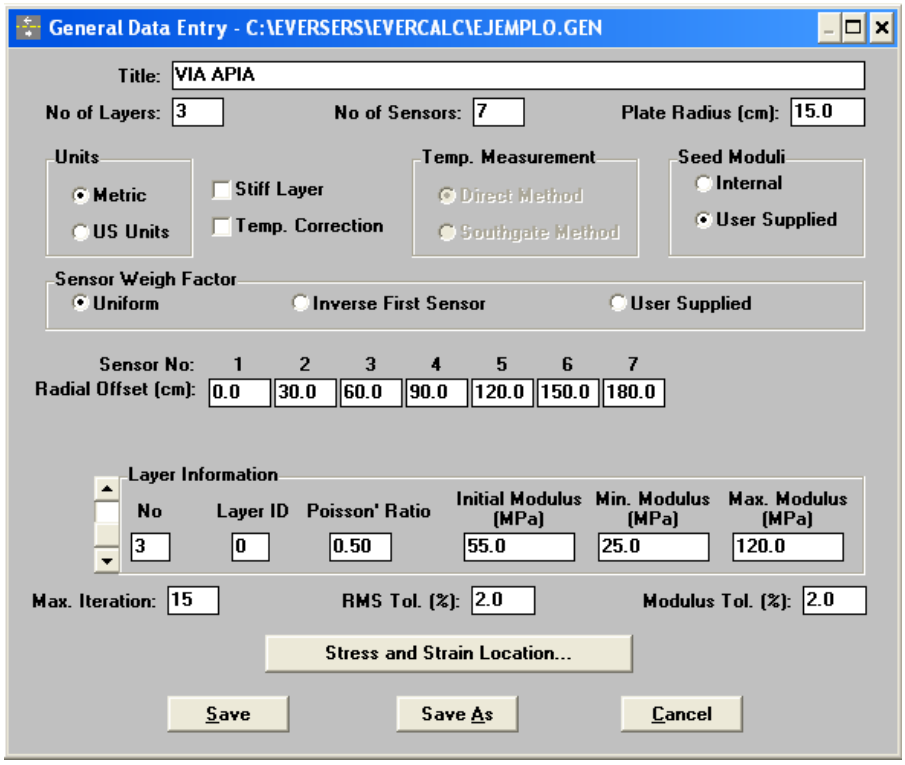
Con base en los resultados previamente obtenidos, se opta por seleccionar como valores de módulos iniciales 55 MPa, 190 MPa y 2500 MPa, para las capas de subrasante, granular intermedia y asfáltica de rodadura, respectivamente.

Además, luego de estimar la profundidad de la capa rígida, se decide no tener en cuenta su efecto en las deflexiones. La siguiente figura presenta la configuración de los datos generales, entre los que se destacan:

» Número de capas: 3 (concreto asfáltico, granular intermedia y subrasante).

- Número de sensores: 7 (ubicados a distancias desde el eje de carga igual a 0, 30, 60, 90, 120, 150 y 180 cm).
- Radio del plato de carga: 15 cm.
- Sistema de unidades: métrico.
- Capa rígida: no se tiene en cuenta.
- Corrección por temperatura: no se tiene en cuenta.
- Módulo semilla: especificados por el usuario.
- Factor de peso del sensor: especificado por el usuario.
- Coeficiente de Poisson de las capas: 0.35, 0.40 y 0.50 para las capas de subrasante, granular intermedia y asfáltica de rodadura, respectivamente.
- Módulo inicial: 55 MPa, 190 MPa y 2500 MPa, para las capas de subrasante, granular intermedia y asfáltica de rodadura, respectivamente.
- Valor mínimo y máximo del módulo de cada capa.
- Número máximo de iteraciones: 15.
- Tolerancia en la RMS (media cuadrática): 2 %.
- Tolerancia en los módulos: 2 %.

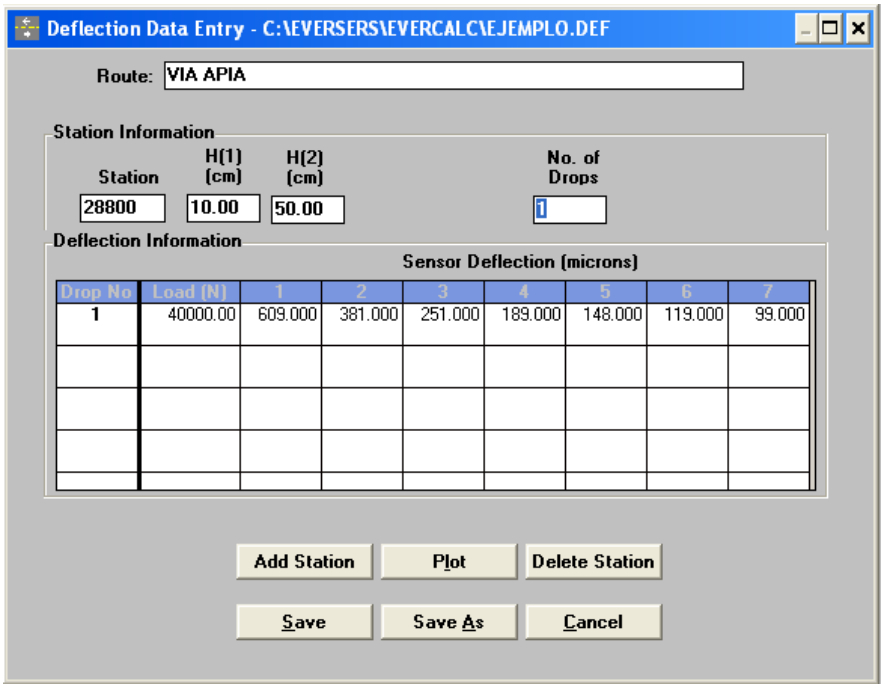
Figura 57
Ventana datos generales EVERCALC



Además, en la ventana datos de deflexión que presenta la siguiente figura, se introducen:

- Abscisa: K28 + 800 (corresponde a la del cuenco característicos de la sección homogénea definida).
- Espesores: H1 = 10 cm de concreto asfáltico, H2 = 50 cm de material granular.
- Número de golpes: 1.
- Sensores de deflexión: en este caso corresponde a la carga normalizada (40000 N) y las deflexiones corregidas por carga y temperatura.

Figura 58
Ventana datos de deflexión EVERCALC



Finalmente, luego de introducir los datos en las ventanas de información general y de datos de deflexión, se realiza el retrocálculo y se genera el reporte mostrado en la figura, en la cual se observa como valores de módulos de retrocálculo 60 MPa, 210 MPa y 2220 MPa, para las capas de subrasante, granular intermedia y asfáltica de rodadura, respectivamente.

Figura 59

Reporte de resultados EVERCALC

BACKCALCULATION by Evercalc® 5.0 - Detail Output

Route: VIA APIA
Plate Radius (cm): 15.0
No of Sensors: 7
Offsets (cm): .0 30.0 60.0 90.0 120.0 150.0 180.0

No of Layers: 3
Stiff Layer: No
P-Ratio: .350 .400 .500

Station: 28800
Thickness (cm): 10.00 50.00

No of Drops: 1

Average RMS Error(%): .39
Pavement Temperature (C): N/A

Drop No: 1
Convergence: RMS Error Tolerance Satisfied

Load (N): 40000.0

No of Iterations: 1
RMS Error (%): .39

Sensor No:	1	2	3	4	5	6	7
Measured Deflections (microns):	609.000	381.000	251.000	189.000	148.000	119.000	99.000
Calculated Deflection (microns):	609.524	382.410	251.932	189.320	148.639	119.908	99.058
Difference (%):	-.09	-.37	-.37	-.17	-.43	-.76	-.06

Layer No:	1	2	3
Seed Moduli (MPa):	2500.00	190.00	55.00
Calculated Moduli (MPa):	2215.10	209.79	59.73

Layer No:	1	2	3
Radial Distance (cm):	.00	.00	.00
Position:	Bottom	Middle	Top
Vertical Stress (kPa):	-271.51	-78.18	-24.03
Radial Stress (kPa):	1001.77	9.86	-2.54
Bulk Stress (kPa):	1732.02	-58.46	-29.11
Deviator Stress (kPa):	-1273.28	-88.04	-21.49
Vertical Strain (10^-6):	-439.14	-410.23	-359.85
Radial Strain (10^-6):	336.86	177.25	179.92

BACKCALCULATION by Evercalc® 5.0 - Summary Output

Route: VIA APIA
Plate Radius (cm): 15.0
No of Sensors: 7
Offsets (cm): .0 30.0 60.0 90.0 120.0 150.0 180.0

No of Layers: 3
Stiff Layer: No
P-Ratio: .350 .400 .500

Station	Load (N)	E(1)[MPa]	E[2][MPa]	E(3)[MPa]	RMS Error
28800	Thickness (cm)	10.00	50.00	-	-
28800	40000.0	2215.1	209.8	59.7	.39

11.4.3.1. Factores de ajuste para los módulos de retrocálculo

Con el fin de obtener resultados significativos durante la evaluación estructural e implementarlos en métodos de diseño de rehabilitación, como el presentado en la MEPDG o AASHTO 1993, los módulos de retrocálculo deben ser ajustados a condiciones equivalentes en laboratorio.

» **Ajuste al módulo de las capas no ligadas:** como factor de ajuste al módulo de retrocálculo de subrasante, se emplea un valor C de 0.33, según la recomendación dada por AASHTO 1993.

$$M_r = C \cdot M_{rr}$$

$$M_r = 0.33 \cdot 60 = 20\,MPa$$

La capa granular intermedia se ajusta al aplicar un factor C igual a 0.62, de acuerdo con lo consignado en el documento FHWA-RD-97-077, al encontrarse bajo una capa de concreto asfáltico de rodadura.

$$E_{Lab} = C \cdot E_{GR}$$

$$E_{Lab} = 0.62 \cdot 210 = 130\,MPa$$

» **Ajuste al módulo de la capa asfáltica:** se anota que al inicio de este ejercicio las deflexiones fueron corregidas por temperatura, razón por la cual no sería adecuado corregir el módulo de retrocálculo por temperatura. Sin embargo, de ser necesario, el módulo de retrocálculo de la capa asfáltica debe ser ajustado al módulo esperado a determinada temperatura de referencia.

Debido a la gran cantidad de expresiones existentes, y ninguna calibrada para el medio local, en el ejemplo se usa la fórmula de Chile, la cual se ha encontrado que produce adecuados resultados; en ella, el parámetro T_{ca} corresponde a la temperatura de la carpeta asfáltica a 1/2 de su espesor, la cual se determinó previamente en 26.5 °C. Al determinar el módulo de retrocálculo de la capa asfáltica con las deflexiones sin corregir por temperatura, este presenta un valor de 1576 MPa, como se presenta en la siguiente figura.

Figura 60

Reporte de resultados EVERCALC deflexiones sin corregir por temperatura

BACKCALCULATION by Evercalc® 5.0 - Detail Output

Route: VIA APIA
Plate Radius (cm): 15.0
No of Sensors: 7
Offsets (cm): 0 30.0 60.0 90.0 120.0 150.0 180.0

No of Layers: 3
Stiff Layer: No
P-Ratio: .350 .400 .500

Station: 28800
Thickness (cm): 10.00 50.00

No of Drops: 1

Average RMS Error(%): .48
Pavement Temperature (C): N/A

Drop No: 1
Convergence: RMS Error Tolerance Satisfied

Load (N): 40000.0

No of Iterations: 1
RMS Error (%): .48

Sensor No:	1	2	3	4	5	6	7
Measured Deflections (microns):	642.000	381.000	251.000	189.000	148.000	119.000	99.000
Calculated Deflection (microns):	639.720	381.884	251.899	189.890	148.944	119.971	98.967
Difference (%):	.36	-.23	-.36	-.47	-.64	-.82	.03

Layer No:	1	2	3
Seed Moduli (MPa):	2500.00	190.00	55.00
Calculated Moduli (MPa):	1575.89	214.26	59.80

Layer No:	1	2	3
Radial Distance (cm):	.00	.00	.00
Position:	Bottom	Middle	Top
Vertical Stress (kPa):	-308.81	-84.71	-24.90
Radial Stress (kPa):	743.26	10.25	-2.68
Bulk Stress (kPa):	1177.71	-64.21	-30.25
Deviator Stress (kPa):	-1052.08	-94.96	-22.22
Vertical Strain (10^-6):	-526.12	-433.64	-371.50
Radial Strain (10^-6):	375.16	186.85	185.75

Al aplicar la formulación de Chile para corregir el módulo de retrocálculo determinado con las deflexiones sin corregir, se obtiene un valor de 2218 MPa, tal como se muestra a continuación.

$$\frac{E_{ref}}{E_{ca}} = 10^{-0.02284(20-T_{ca})}$$

$$E_{ref} = 10^{-0.02284(20-26.5)} \cdot 1576 = 2218\,MPa$$

Como se observa, el resultado del módulo determinado al corregir las deflexiones por temperatura, es prácticamente el mismo que se obtuvo al calcularlo sin corregir las deflexiones y al final corregir el módulo hallado.

11.4.4. Capacidad estructural del pavimento

Esta sección presenta los resultados de la estimación de la capacidad estructural del pavimento, valorada mediante el Número Estructural Efectivo (SN_{eff}) y el Número Estructural Modificado (SNC).

» **Número Estructural Efectivo método AASHTO NDT I:** en el denominado método AASHTO NDT I, el Número Estructural Efectivo se determina a partir del espesor de sus capas y las propiedades de los materiales que lo constituyen, obtenidas mediante ensayos de laboratorio o de campo. Al calcular los coeficientes estructurales en función de los módulos de retrocálculo, se obtiene el siguiente resultado para el SN_{eff}.

$$a_i = a_g \left(\frac{E_i}{E_g} \right)^{1/3}$$

$$a_{ca} = 0.44 \left(\frac{2220}{3100} \right)^{1/3} = 0.39$$

$$a_{gr} = 0.14 \left(\frac{210}{210} \right)^{1/3} = 0.14$$

$$SN_{eff} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot a_i$$

$$SN_{eff} = \frac{10}{2.54} \cdot 0.39 + \frac{50}{2.54} \cdot 0.14 = 4.31$$

» **Método AASHTO NDT II:** este método emplea la siguiente expresión para calcular el módulo resiliente de la subrasante.

$$M_{rr} = \frac{P \cdot \left(1 - \mu^2\right)}{\pi \cdot D_r \cdot r} \cdot \left(0.5\,\mu + 0.875\right)$$

$$M_{rr} = \frac{9000 \cdot \left(1 - 0.5^2\right)}{\pi \cdot 0.0074 \quad 36} \cdot \left(0.5 \cdot 0.5 + 0.875\right) = 9047\, lb / pulg^2$$

El Número Estructural Efectivo se determina mediante un proceso iterativo como sigue.

$$D_0 = \frac{1.5 \cdot P}{\pi \cdot a} \cdot \left\{ \frac{\left(0.0045 \cdot H_p\right)^3}{SN_{eff}{}^3} \cdot \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{H_p}{a}\right)^2}} \right] + \frac{1}{M_{rr} \cdot \sqrt{1 + \frac{40000 \cdot SN_{eff}{}^2}{a^2 \cdot M_{rr}{}^{2/3}}}} \right\}$$

$$0.0243 = \frac{1.5 \cdot 9000}{\pi \cdot 6.0} \cdot \left\{ \frac{\left(0.0045 \cdot 23.6\right)^3}{SN_{eff}{}^3} \cdot \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{23.6}{6.0}\right)^2}} \right] + \frac{1}{9047 \cdot \sqrt{1 + \frac{40000 \cdot SN_{eff}{}^2}{6.0^2 \cdot 9047^{2/3}}}} \right\}$$

$$SN_{eff} = 3.79$$

» **Método AASHTO 1993:** el módulo resiliente se estima con la siguiente expresión cuando la relación de Poisson de la subrasante es asumida como 0.5. Mediante un proceso iterativo, se calcula la distancia r para tener en cuenta el sismómetro a seleccionar. En su determinación, se tiene en cuenta la siguiente ecuación para hallar el radio de influencia del bulbo de esfuerzos.

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left(H_P \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{rr}}} \right)} = \sqrt{15^2 + \left(60 \sqrt[3]{\frac{3302}{580}} \right)} = 108\,cm$$

La distancia r se asume como 70 % del radio del bulbo de esfuerzos.

$$r \geq 0.7 \cdot a_e = 0.7 \cdot 108 = 76\,cm$$

Se toma el sensor ubicado inmediatamente más allá de la distancia r, en este caso 90 cm.

$$M_{rr} = \frac{0.24 \cdot P}{D_r \cdot r} = \frac{0.24 \cdot 4100}{0.019 \cdot 90} = 580\,kg/cm^2$$

Una vez definidos los parámetros anteriores, se itera en la siguiente formulación hasta satisfacer la igualdad, y de esta manera se determina el valor del módulo efectivo del pavimento.

$$D_0 = 1.5 \cdot p \cdot a \cdot \left\{ \frac{1}{M_{rr} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{H_p}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{rr}}} \right)^2}} + \left[\frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{H_p}{a} \right)^2}}}{E_p} \right] \right\}$$

$$0.0609 = 1.5 \cdot 5.8 \cdot 15 \cdot \left\{ \frac{1}{580 \cdot \sqrt{1+\left(\frac{60}{15} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p}{580}}\right)^2}} + \left[\frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{60}{15}\right)^2}}}{E_p} \right] \right\}$$

$$E_p = 3302\, kg/cm^2$$

Con el módulo efectivo y el espesor del pavimento, se calcula el Número Estructural Efectivo, el cual toma el siguiente valor.

$$SN_{eff} = 0.0045 \cdot H_p \cdot \sqrt[3]{E_p}$$

$$SN_{eff} = 0.0045 \cdot 23.6 \cdot \sqrt[3]{47178} = 3.85$$

» **Método de SUDÁFRICA:** el Número Estructural Modificado se estima mediante la siguiente expresión, en función del ICS y el A_{UPP}, previamente determinados.

$$SNC = e^{5.12} \cdot ICS^{0.31} \cdot A_{UPP}{}^{-0.78}$$

$$SNC = e^{5.12} \cdot 228^{0.31} \cdot 796^{-0.78} = 4.92$$

Como se ha anotado, el SNC tiene en cuenta la contribución de la resistencia de la subrasante (SN_{sg}), razón por la cual, para llevarlo a términos del SN_{eff}, esta debe ser restada, tal como se muestra enseguida.

$$SN_{sg} = 3.51\left(\log CBR\right) - 0.85\left(logCBR\right)^2 - 1.43$$

$$SN_{sg} = 3.51\left(\log 5.8\right) - 0.85\left(log 5.8\right)^2 - 1.43 = 0.76$$

$$SNC = SN_{eff} + SN_{sg}$$

$$SN_{eff} = SNC - SN_{sg} = 4.92 - 0.76 = 4.16$$

11.4.5. Estados tensionales

El método más riguroso para determinar los estados tensionales, es aquel llevado a cabo con la ayuda de herramientas informáticas que se basan en la teórica elástica multicapa. No obstante, a continuación, se prueba con ciertas formulaciones de cálculo directo.

11.4.5.1. *Agrietamiento por fatiga*

» **Estados tensionales en servicio:** la deformación horizontal de tracción en la base de la capa asfáltica, se estima mediante formulaciones obtenidas con métodos de regresión estadística, como los siguientes.

$$\log(\varepsilon_{rca}) = 1.082 \cdot log(IDB) + 0.259 \cdot log(H_{ca}) + 1.409$$

$$\log(\varepsilon_{rca}) = 1.082 \cdot log(5.1) + 0.259 \cdot log(3.94) + 1.409 = 2.33$$

$$\varepsilon_{rca} = 215\,\mu strain$$

$$\log(\varepsilon_{rca}) = 0.821 \cdot log(A_{UPP}) + 1.210$$

$$\log(\varepsilon_{rca}) = 0.821 \cdot log(31.3) + 1.210 = 2.44$$

$$\varepsilon_{rca} = 274\,\mu strain$$

$$\log(\varepsilon_{rca}) = 1.034 \cdot log(A_{UPP}) + 0.932$$

$$\log(\varepsilon_{rca}) = 1.034 \cdot log(31.3) + 0.932 = 2.48$$

$$\varepsilon_{rca} = 300\,\mu strain$$

» **Estados tensionales admisibles-funciones de transferencia:** el número admisible de deformaciones horizontales de tracción en la base de la capa de concreto asfáltico causadas por las repeticiones de carga, se estima con la función de transferencia propuesta por SHELL.

$$\varepsilon_{radm} = \left(0.856 \cdot Vb + 1.08\right) \cdot E_{ca}{}^{-0.36} \left(\frac{N}{FT}\right)^{-0.2}$$

$$\varepsilon_{radm} = \left(0.856 \cdot 13.2 + 1.08\right) \cdot 2\,220\,000\,000^{-0.36} \left(\frac{5\,000\,000}{2.0}\right)^{-0.2} = 281\,\mu strain$$

11.4.5.2. Ahuellamiento por deformación permanente

» **Estados tensionales en servicio:** la deformación vertical de compresión sobre la subrasante, se calcula al emplear la siguiente expresión, en función del espesor de las capas y el ICB.

$$\log\left(\varepsilon_{zsr}\right) = 1.017 \cdot log\left(ICB\right) - 0.042 \cdot log\left(H_{ca}\right) - 0.494 \cdot log\left(H_{gr}\right) + 2.624$$

$$\log\left(\varepsilon_{zsr}\right) = 1.017 \cdot log\left(2.5\right) - 0.042 \cdot log\left(3.94\right) - 0.494 \cdot log\left(19.7\right) + 2.624 = 2.36$$

$$\varepsilon_{zsr} = 229\,\mu strain$$

» **Estados tensionales admisibles-funciones de transferencia:** el número de repeticiones admisibles para limitar las deformaciones permanentes, se estima con la siguiente expresión propuesta por SHELL.

$$\varepsilon_{zadm} = 0.021 \cdot N^{-0.25}$$

$$\varepsilon_{zadm} = 0.021 \cdot 5\,000\,000^{-0.25} = 444\,\mu strain$$

11.5. Índices de condición estructural

A continuación, se pruebas varios índices para estimar la condición estructural del pavimento, los cuales son de gran utilidad para su implementación en SGP.

» **Índice de resistencia estructural, SSI:** enseguida, se estima este índice al tener en cuenta los coeficientes del modelo desarrollado por Flora.

$$SSI = 100\left[1-\alpha e^{\left(\frac{-\beta}{D_0^{\gamma}}\right)}\right]$$

$$SSI = 100\left[1-1.0124\cdot e^{\left(\frac{-100.838}{24^{2.586}}\right)}\right]=1.5$$

Con base en este índice, se puede decir que el pavimento no cuenta con buena capacidad estructural; sin embargo, se resalta que las características de la red donde se calibró dicha ecuación difieren de las de nuestro medio, por lo tanto, es necesario ajustar los coeficientes de regresión que ella utiliza.

» **Índice de condición estructural, SCI:** para el uso de esta expresión, se debe determinar el Número Estructural Requerido por el diseño mediante la expresión general del método AASHTO 1993. Teniendo como base los parámetros presentados, se obtiene un resultado de 4.02.

$$Log_{(N_{8.2t})} = Zr\cdot So + 9.36\cdot Log\left(SN+1\right) - 0.20 + \left[\frac{Log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40+\left(\frac{1094}{\left(SN+1\right)^{5.19}}\right)}\right] + 2.32\cdot Log\left(Mr\right) - 8.071$$

Donde:
SN = Número estructural indicativo del espesor total del pavimento requerido (4.02).

$N_{8.2t}$ = Número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el carril de diseño durante el periodo de diseño (5 000 000).
Z_r = Desviación normal estándar (-1.037).
S_0 = Error normal combinado de la previsión del tránsito y del comportamiento (0.44).
DPSI = Diferencia entre índice de serviciabilidad inicial, P_0 (4.2) y el índice de serviciabilidad final, P_t (2.5).
M_r = Módulo resiliente de la subrasante (9047 lb/pulg^2).

Comparando el resultado de SN_{req} contra el valor de SN_{eff} del AASHTO 1993, se obtiene el siguiente valor del índice de condición estructural.

$$SCI = \frac{SN_{eff}}{SN_{req}}$$

$$SCI = \frac{3.85}{4.02} = 0.95$$

El valor obtenido indica que el pavimento presenta una carencia estructural para suplir los requerimientos de las condiciones que lo demandan, en cuanto a repeticiones del tránsito y resistencia de la subrasante.

» **Índice estructural modificado, MSI:** este método tiene en cuenta la relación del SCI, su aporte está en incluir una expresión para el cálculo directo del Número Estructural requerido. Para estimar el valor del Número Estructural Efectivo, se vale del método de Rohde.

$$MSI = \frac{SN_{eff}}{SN_{req}} = \frac{0.4728 \cdot \left(D_0 - D_{1.5Hp}\right)^{-0.481} \cdot Hp^{0.7581}}{0.05716 \cdot \left(logN_{8.2t} - 2.32logMr + 9.07605\right)^{2.36777}}$$

$$MSI = \frac{0.4728 \cdot \left(609 - 189\right)^{-0.481} \cdot 600^{0.7581}}{0.05716 \cdot \left(log5\,000\,000 - 2.32log9,047 + 9.07605\right)^{2.36777}} = \frac{3.31}{4.98} = 0.66$$

El resultado obtenido es consistente con el del método anterior; no obstante, con este índice las deficiencias estructurales son mayores.

11.6. Vida remanente, VR

» **Índice de vida remanente para control de fatiga:** En la estimación de este índice, se tiene en cuenta el resultado de ε_{rca} obtenido mediante la modelación de la estructura con el programa BISAR 3.0.

$$\text{IVRF} = \frac{\varepsilon_{radm}}{\varepsilon_{rca}} \; o \; \frac{N_{8.2t\ adm}}{N}$$

$$\text{IVRF} = \frac{\varepsilon_{radm}}{\varepsilon_{rca}} = \frac{281}{358} = 0.78$$

Este indicador revalida la existencia de deficiencias estructurales en el pavimento evaluado, en este caso desde el correcto desempeño de la carpeta de concreto asfáltico.

» **Índice de vida remanente para control de ahuellamiento:** En la siguiente relación, se empleó la deformación vertical de compresión sobre la subrasante en servicio obtenida con el programa BISAR 3.0.

$$\text{IVRA} = \frac{\varepsilon_{zadm}}{\varepsilon_{zsr}} \; o \; \frac{N_{8.2t\ adm}}{N}$$

$$\text{IVRA} = \frac{\varepsilon_{zadm}}{\varepsilon_{zsr}} = \frac{444}{338} = 1.31$$

El resultado obtenido indica que el comportamiento de la subrasante es adecuado para satisfacer las solicitaciones de la estructura de pavimento.

11.7. Módulo resiliente en servicio

Este ejemplo presenta la forma para estimar el módulo resiliente que va a desarrollar el suelo de subrasante existente.

Características del pavimento modelo inicial. A partir de los módulos obtenidos mediante retrocálculo, se realiza un proceso iterativo, con el fin de ajustar estos módulos iniciales a los prevalecientes bajo condiciones en servicio.

El Cuadro 60 presenta las características del pavimento modelo de la sección homogénea analizada, a la cual se le va a determinar el valor del módulo resiliente de la subrasante en servicio.

Cuadro 60
Características del pavimento modelo

Capa	Espesor m	Peso unitario kg/m³	Módulos, Ei		Relación de Poisson μi
			kg/cm²	MPa	
Concreto asfáltico	0.10	2190	22639	2220	0.35
Material granular	0.50	1616	1326	130	0.40
Subrasante		1432	206	30	0.50
Espesor Total	0.60				

» **Procedimiento para determinar el módulo resiliente en servicio:** con la estructura inicial estimada, se comienza el proceso del cálculo del módulo resiliente en servicio de la subrasante, de la siguiente manera.

» **Determinación del coeficiente de presión de tierras en reposo para la subrasante natural:** este es calculado en función de la relación de Poisson de la subrasante, la cual es igual a 0. 50.

$$K_{0SR} = \frac{\mu}{1-\mu}$$

Reemplazando los datos en la expresión anterior, se tiene:

$$K_{0SR} = \frac{0.50}{1-0.50}$$

$$K_{0SR} = 1.0$$

» **Cálculo del esfuerzo horizontal en reposo para la estructura de pavimento asumida:** corresponde al generado por la presión de tierras, en función del coeficiente de presión de tierras, del peso unitario y espesores de las capas del pavimento.

» **Peso unitario promedio ponderado de la estructura de pavimento:** es función de los diferentes espesores de las capas de pavimento y los respectivos pesos unitarios de estas.

$$\gamma_p = \frac{\gamma_{CA} \cdot h_{CA} + \gamma_{GR} \cdot h_{GR}}{h_{CA} + h_{GR}}$$

Al sustituir los datos conocidos, se tiene que:

$$\gamma_p = \frac{(2190) \cdot (0.10) + (1616) \cdot (0.50)}{(0.10) + (050)}$$

$$\gamma_p = 1712 \text{ kg/m}^3$$

» **Esfuerzo horizontal debido al pavimento:** este esfuerzo horizontal, debido a la presión horizontal de tierras, se calcula justo al inicio de la subrasante natural, en los primeros 10 cm que son los que sufrirán el mayor esfuerzo de confinamiento, además de ser el punto de control de esfuerzos y deformaciones por el método racional de diseño de pavimentos.

$$P_0 = K_{0SR} \cdot \left[\gamma_p \cdot H_p + \gamma_{SR} \cdot H_{SR}\right]$$

Al reemplazar los datos, se tiene:

$$P_0 = 1.0 \cdot \left[(1171) \cdot (0.60) + (1432) \cdot (0.10)\right]$$

$$P_0 = 1171 \text{ kg/m}^2 = 11.49 \text{ kPa}$$

» **Esfuerzo horizontal en servicio para la estructura de pavimento asumida debido a la sobrecarga:** se calcula por medio de la teoría elástica para la carga del eje simple de 8.2 t a una profundidad de 10 cm bajo la subrasante; de esta manera, se tiene en cuenta el efecto del paso de la rueda sobre el estado de confinamiento de la subrasante natural. Para determinar este valor, se adopta un valor inicial del módulo resiliente de laboratorio, el cual se somete a un proceso iterativo. En este ejemplo se toma igual a 30 MPa.

Con la ayuda del programa BISAR 3.0, se obtiene:

$$\sigma_h = \sigma_x = \sigma'_3$$

Reemplazando:

$$\sigma_h = \sigma_x = \sigma'_3 = 1.70\,\text{kPa}$$

» **Esfuerzo horizontal total de la subrasante natural:** este corresponde al estado de confinamiento total de la subrasante natural, producto del peso de la estructura de pavimento, y al paso de la rueda del vehículo que la solicita.

$$\sigma_3 = \sigma'_3 + P_0$$

Sustituyendo en la expresión anterior, se tiene:

$$\sigma_3 = 1.70 + 11.49$$

$$\sigma_3 = 13.19\,\text{kPa}$$

» **Esfuerzo desviador en servicio para la estructura de pavimento asumida debido a la sobrecarga:** se calcula por medio de la teoría elástica para la carga del eje simple de 8.2 t a una profundidad de 10 cm bajo la subrasante. Del análisis con BISAR 3.0, se obtiene el siguiente resultado.

$$\sigma_z = 16.28\,\text{kPa}$$

El cual es reemplazando en la expresión:

$$\sigma'_d = \sigma_z - \sigma_x$$

$$\sigma'_d = 16.28 - 1.70$$

$$\sigma'_d = 14.58\ \text{kPa}$$

» **Esfuerzo desviador total de la subrasante natural:** corresponde al producido por la estructura de pavimento y la sobrecarga generada por el paso de la rueda del vehículo.

$$\sigma_d = \sigma'_d + P_0\left(\frac{1}{K_{0SR}} - 1\right)$$

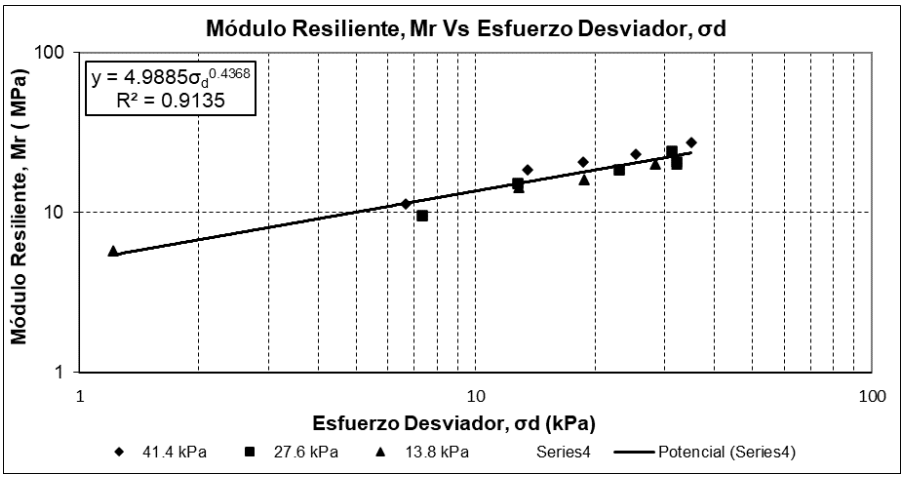
Reemplazando los datos conocidos, se tiene:

$$\sigma_d = 14.58 + 11.49\left(\frac{1}{1} - 1\right)$$

$$\sigma_d = 14.58\ \text{kPa}$$

» **Determinación del módulo resiliente en servicio:** se determina en la siguiente figura, la cual relaciona el módulo resiliente contra el esfuerzo desviador, o de su ecuación correspondiente.

Figura 61
Curva de módulo resiliente



De esta manera, el esfuerzo desviador total, calculado para las condiciones en servicio, se reemplaza en la ecuación constitutiva del material para obtener un módulo resiliente de 16.08 MPa.

Al relacionar los valores de módulo resiliente obtenidos por retrocálculo y en laboratorio, se obtiene el factor de ajuste C.

$$C = \frac{M_r}{M_{rr}}$$

$$C = \frac{16.08}{60.00} = 0.27$$

Como se puede observar, el valor obtenido en este ejemplo difiere del tradicionalmente empleado según las recomendaciones de AASHTO, el cual es 0.33.

11.8. Modelo de comportamiento

Producto de la evaluación estructural, se obtiene la capacidad en términos del Número Estructural Modificado, el cual puede ser empleado en la

predicción de la evolución de los deterioros del pavimento, mediante modelos como el siguiente para el IRI.

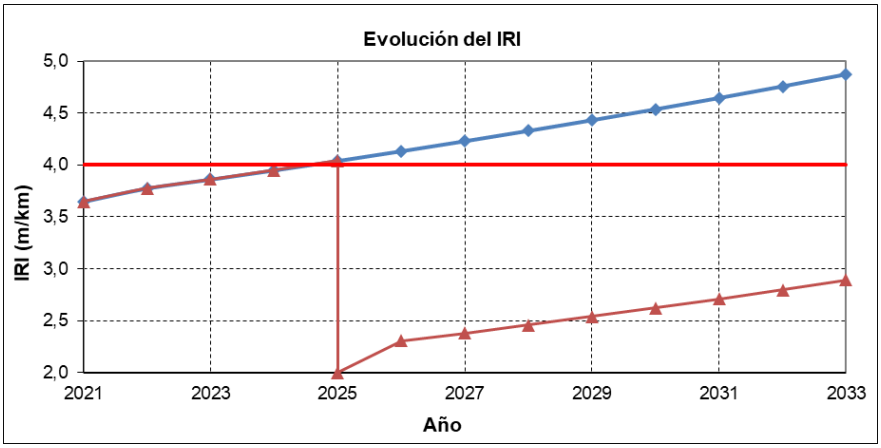
En este ejemplo, para aplicar el modelo se toma como parámetros de insumo, el IRI medido en el año base (3.65 m/km), el SNC obtenido con el método de Sudáfrica (4.92), el coeficiente de clima (m = 0.01) y el número acumulado de ejes equivalentes de 8.2 toneladas en el año de análisis. Además, para ver el impacto de una estrategia de mantenimiento, se supone que una técnica de refuerzo disminuye el valor de IRI hasta 2.0 m/km, aplicable cuando se alcance el umbral de intervención tomado como 4.0 m/km, lo cual sucede en el año 2025.

$$IRI\left(t\right)=\left[IRI\left(0\right)+725\left(1+SNC\right)^{-5}N_{8.2t}\left(t\right)\right]e^{mt}$$

$$IRI\left(2030\right)=\left[3.65+725\left(1+4.92\right)^{-5}\cdot 5\left(10\right)\right]e^{0.01\cdot 10}$$

$$IRI\left(2030\right)=4.54\,m/km$$

Figura 62
Modelo de comportamiento del IRI



12. Referencias

AASHTO. (1993). *Guía para el diseño de estructuras de pavimento*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Al-Khateeb, G., Shenoy, A., Gibson, N. y Harman, T. (2006). A new simplistic model for dynamic modulus predictions of asphalt paving mixtures. *Journal of the AAPT, 75E, 1-40*. https://www.researchgate.net/publication/301676481_A_new_simplistic_model_for_dynamic_modulus_predictions_of_asphalt_paving_mixtures

Alderete, N. y Brizuela, L. (2014). Diseño de pavimentos urbanos por retrocalculo según guía AASHTO 93 mediante la utilización del deflectómetro liviano de impacto. *Infraestructura Vial,* 16(27), 4-14. https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/vial/article/view/14554/13819

Alshibli, K. A., Abu-Farsakh, M. y Seyman, E. (2005). Laboratory evaluation of the geogauge and light falling weight deflectometer as construction control tools. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17(5), 560-569. https://doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2005)17:5(560)

Anochie-Boateng, J., Tutumluer, E., Apeagyei, A. y Ochieng, G. (2015). *Resilient behavior characterization of geomaterials for pavement design*. http://hdl.handle.net/10204/4412.

Austroads. (2019a). *Guide to pavement technology part 2 Pavement estructural design*. https://austroads.com.au/publications/pavement/agpt02/media/AGPT02-17_Guide_to_Pavement_Technology_Part_2_Pavement_Structural_Design.pdf

Austroads. (2019b). *Guide to pavement technology part 5 Pavement evaluation and treatment design*. https://austroads.com.au/publications/pavement/agpt05/media/AGPT05-19_Guide-to-Pavement-Technology-Part-5-Pavement-Evaluation.pdf

Ávila, T., Rodríguez, E., Barrantes, R., Castro, J., Allen, J., Arriola, R. y Sequeira, W. (2016). *Manual de auscultación visual de pavimentos de Costa Rica*. https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/handle/50625112500/850

Baladi, G., Dawson, T. y Sessions, C. (2009). *Pavement subgrade MR design values for Michigan's seasonal changes*. https://www.michigan.gov/documents/mdot/MDOT_Research_Report_RC1531_291954_7.pdf

Bryce, J., Flintsch, G., Samer, P., Katicha, W., Brian, K. y Diefenderfer, P. (2013). *Developing a Network-Level Structural Capacity Index for Structural Evaluation of Pavements*.

Cámara Chilena de la Construcción. (1996). *Uso de los resultados del deflectómetro de impacto en el método de diseño AASHTO 1993*. https://extension.cchc.cl/datafiles/8536-2.pdf

Careaga, J. (1997). *Evaluación del comportamiento de pavimentos y criterios para su conservación y rehabilitación*.

Carneiro, B. (1966). Benkelman beam, auxiliary instrument of the maintenance engineer. *Transportation Research Record, 129*, 28-59. https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrr/1966/129/129-003.pdf

Chatti, K., Ji, Y., Harichandran, R. y Hyung, S. L. (2004). *Development of a computer program for dynamic backcalculation of flexible pavement layer moduli*. Final report, Research Project RC-1450. Michigan Department of Transportation.

Chen, D., Bilyeu, J., Lin, H. y Murphy, M. (2000). Temperature correction on falling weight deflectometer measurements. *Transportation Research Record, 1716*, 30-39. https://doi.org/10.3141/1716-04

Christopher, B., Schwartz, C., Boudreaux, R. y Berg, R. (2006). Geotechnical aspects of pavements. *Federal Highway Administration*, FHWA NHI-05-037,888. https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/05037/05037.pdf

Corros, M., Urbaéz, E. y Corredor, G. (2009). *Manual de evaluación de pavimentos*. http://www.mediafire.com/download/l8zg7owu65tkm7g/Manual_de_Evaluación_de_Pavimentos.pdf

Crook, A., Montgomery, S. y Guthrie, W. (2012). Using falling-weight deflectometer data for network-level 2 flexible pavement management. *Transportation Research Record, 2304* (1), 75-85 . https://doi.org/10.3141/2304-09

Crovetti, J. (2005). *Development of rational overlay design procedures for flexible pavements*. https://minds.wisconsin.edu/bitstream/handle/1793/53879/WHRP_05-12_Rational_Overlay_Design.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Del Aguila, P. (2007). *Determinación del módulo resiliente del suelo de fundación mediante método mecanístico – empiricista (método Hogg simplificado)*. [Ponencia] XIV Congreso Ibero Latinoamericano Del Asfalto.

Elseifi, M., Abdel-khalek, A. y Dasari, K. (2012). *Implementation of rolling wheel deflectometer (RWD) in PMS and pavement preservation. No. FHWA/11.492*. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/24897

European Cooperation in Science and Technology. (1998). *COST 336 - FWD at network level*. https://cordis.europa.eu/docs/publications/3182/31828341-6_en.pdf

Fernando, E. y Ho, J. (2011). Comparison of resilient modulus values used in pavement design. *BDL76-1*. https://trid.trb.org/view/1097330

FHWA. (2017). *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic-Empirical Design and Analysis, Volume I: Final Report. Report No. FHWA-HRT-16-009*. Federal Highway Administration.

Garnica, P., Pérez, A., Garcia, R. y Cruz, S. (1993). *Influencia de la temperatura en la determinación de la capacidad estructural de pavimentos flexibles.*

Giovanon, O., Pagola, M. y Naranjo, T. (2000). *Corrección por temperatura de las deflexiones lacroix*. http://congresodevialidad.org.ar/congreso2016/TRA/TRA-070.pdf.

Goktepe, A., Agar, E. y Lav, A. (2006). Advances in backcalculating the mechanical properties of flexible pavements. *Advances in Engineering Software, 37*(7), 421-431. https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2005.10.001

Gómez, O. (2015). *Criterios de optimización del diseño de sobrecarpetas asfálticas para Bogotá, basados en ensayos no destructivos* [tesis de maestría, Universidad Nacional de Colombia]. Repositorio institucional UNAL. https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/53880

Gopalakrishnan, K. (2009). Backcalculation of Non-Linear Pavement Moduli Using Finite-Element Based Neuro-Genetic Hybrid Optimization. *The Open Civil Engineering Journal, 3*(1), 83-92. https://doi.org/10.2174/1874149500903010083

Gopalakrishnan, K., Kim, S. y Ceylan, H. (2010). Non-destructive evaluation of in-place rehabilitated concrete pavements. *Journal of Civil Engineering and Management, 16*(4), 552-560. https://doi.org/10.3846/jcem.2010.61

Guzmán-Suárez, E. (2017). Factores para el ajuste de los módulos de retrocálculo de pavimentos flexibles. *Ciencia, Innovación y Tecnología, 3*, 73-89.

Hall, K., Darter, M. y Elliott, R. (1992). *Revision of AASHTO pavement overlay design procedures*. http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1992/1374/1374-005.pdf

Higuera, C. (2010). Caracterización de la resistencia de la subrasante con la información del deflectómetro de impacto. *Revista Facultad de Ingeniería, 19*(28), 73-92. https://doi.org/10.19053/01211129.1398

Hoffman, M. (2003). A direct method for evaluating the structural needs of flexible pavements based on FWD deflections. *Transport Reasearch Record 1860*, 41-47.

Hoffman, M., Berger, L. y Del Aguila, P. (1985). *Estudios de evaluacion estructural de pavimentos basados en la interpretacion de curvas de deflexiones (ensayos no destructivos)*. https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/53323585/cam039.pdf?1496110133=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3DESTUDIOS_DE_EVALUACION_ESTRUCTURAL_DE_PA.pdf&Expires=1638812670&Signature=ZM2nxHZj0fFn9wUcpXFBNvh639jWPZViOHNFFknoJHlsV3ypDECxGQ3HlUfQJ

Hoffmann, M. (1982). Comparative study of selected nondestructive testing devices. *Transportation Research Record, 852*, 32-41. https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1982/852/852-005.pdf

Horak, E., Stephen, E. y Maina, J. (2015). Review of falling weight deflectometer deflection benchmark analysis on roads and airfields. *11th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa: CAPSA15*, 16-19.

Horak, E. (2008). Benchmarking the structural condition of flexible pavements with deflection bowl parameters. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering, 50*(2), 2-9. http://www.scielo.org.za/pdf/jsaice/v50n2/01.pdf

Horak, E. (1987). *Aspects of deflection basin parameters used in a mechanistic rehabilitation design procedure for flexible pavements in South Africa*. [tesis doctoral, Universidad de Pretoria]. Repositorio institucional UP. https://repository.up.ac.za/bitstream/handle/2263/23960/Complete.pdf?5

Horak, E., Maina, J. y Hefer, A. (2014). Structural number determined with the falling weight deflectometer and used as benchmark methodology. *2014 International Conference on Civil Engineering, Energy and Environment Structural, December*, 26-36.

Hossam, S., El-Raof, R., El-Hakim, S. y Afify, & H. A. (2018). Structural number prediction for flexible pavements using the long term pavement performance data. *International Journal of Pavement Engineering, 21*(7), 841-855. https://doi.org/10.1080/10298436.2018.1511786

HTC Infrastructure Management Ltd. (2000). *Implementation of predictive modelling for road management - establishing pavement strength for use with dTIMS.*

Huang, Y. (2004). *Pavement analysis and design* (2.ª ed.). Pearson Prentice - Hall. http://docshare04.docshare.tips/files/14013/140138713.pdf

Huichapillan, H. E. (2006). *Controles receptivos en carreteras de asfalto, inversión y ahorro público privado*. Universidad Austral de Chile.

Instituto Nacional de Vías-INVÍAS. (2006). *Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras*. Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles. http://www.invias.gov.co/index.php/historico-cartelera-virtual/doc_download/974-manual-para-la-inspeccion-visual-de-pavimentos-flexibles

Instituto Nacional de Vías-INVÍAS. (2008). *Guía metodológica para el diseño de obras de rehabilitación de pavimentos asfálticos para carreteras.*

Instituto Nacional de Vías-INVÍAS. (2013). *SECCIONES 700 Y 800-Materiales y mezclas asfálticas y prospección de pavimentos (Primera parte)*. Especificaciones INVÍAS.

Instituto Nacional de Vías-INVÍAS. (2015). *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito*. INVÍAS.

Kamath, D. (1987). *Analysis of flexible pavement on the basis of deflection basins* [tesis de maestría, Universidad Central de Florida]. https://stars.library.ucf.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=6066&context=rtd

Kim, Y., Ranjithan, S., Troxler, J. y Xu, B. (2000). *Assessing pavement layer condition using deflection data*.

Kim, Y., Hibbs, B. y Lee, Y. (1995). Temperature correction of deflections and backcalculated asphalt concrete moduli. *Transportation Research Record, 1473*, 55-62. http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1995/1473/1473-007.pdf

Koch, C., Zhu, Z., Paal, S. y Brilakis, I. (2013). Machine vision techniques for condition assessment of civil infrastructure. *Integrated Imaging and Vision Techniques for Industrial Inspection: Advances and Applications*, 1-536. https://doi.org/10.1007/978-1-4471-6741-9

Kurt, D., Bruinsma, J., Monty, J., Chatti, K., Vandenbossche, J. y Yu, H. (2017). *Using falling weight deflectometer data with mechanistic-empirical design and analysis, volume I* (No. FHWA-HRT-16-009). United States. Federal Highway Administration.

Labuz, J., Dai, S., Skok, E. y Lukanen, E. (2008). *Pavement rehabilitation selection*. Minnesota Department of Transportation. http://www.lrrb.org/media/reports/200806.pdf

Lay, M. G. (2009). Handbook of Road Technology. *In Gordon and Breach Science Publishers SA* (4th ed.). Taylor & Francis e-Library.

Limited, T. & T. (1998). Pavement deflection measurement & interpretation for the design of rehabilitation treatments. *Research Report, 117*, 1-42.

Lopes, F. M. (2012). *Pavimentos flexíveis com revestimento asfáltico-avaliação estrutural a partir dos parâmetros de curvatura da bacia de deformação*. Universidade Estadual De Campinas.

López, L. y Mendoza, A. (1998). *Evaluación estructural no destructiva de pavimentos* (J. E. Jiménez, ed.). https://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt107.pdf

Ng, K., Hellrung, D., Ksaibati, K. y Wulff, S. (2018). Systematic back-calculation protocol and prediction of resilient modulus for MEPDG. *International Journal of Pavement Engineering, 19*(1), 62-74. https://doi.org/10.1080/10298436.2016.1162303

Nguyen, B. T. (2016). *Resilient behaviour of fine-grained and granular materials for the design of flexible pavements* [doctoral thesis, University RMIT]. https://researchbank.rmit.edu.au/view/rmit:161668

Norouzi, M. (2013). *Performance evaluation of flexible pavements in alberta using falling weight deflectometer data* [doctoral thesis, University of Alberta]. https://www.proquest.com/openview/ee5e45bc9dec8a16240b144af042e009/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750

Noureldin, S., Zhu, K., Harris, D. y Li, S. (2005). Non-Destructive estimation of pavement thickness, structural number and subgrade resilience along INDOT highways. *Transportation Research Program*, 109. https://docs.lib.purdue.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1629&context=jtrp

Orozco, R. (2005). *Evaluacion de pavimentos flexibles con metodos no destructivos*. Universidad Nacional Autónoma de México.

Osorio, A. (2008). *Metodología de evaluación in-situ de la capacidad de soporte de bases y subbases granulares de pavimentos flexibles con el deflectómetro de impacto liviano* [tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica de Chile]. Repositorio institucional UC. https://repositorio.uc.cl/handle/11534/1435

Park, D., Buch, N. y Chatti, K. (2001). Effective layer temperature prediction model and temperature correction via falling weight deflectometer deflections. *Transportation Research Board, 1764*(1), 97-111. https://doi.org/doi:10.3141/1764-11

Pierce, L., Bruinsma, J., Smith, K., Wade, M., Chatti, K. y Vandenbossche, J. (2017). *Using falling weight deflectometer data with mechanistic-empirical design and analysis, volume III: guidelines for deflection testing, analysis, and interpretation. Report No. FHWA-HRT-16-011. Federal Highway Administration, III*. https://doi.org/10.1520/STP104445

PITRA. (2018). *Parámetros de análisis estructural de pavimentos en Costa.* https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/handle/50625112500/1588

Porta, S. Y. (2016). *Evaluación y comparación de metodologias indice de condicion de pavimentos (PCI) y visión e inspección de zonas e itinerarios en riesgo (VIZIR) en la avenida mariscal castilla) tramo: fundo el porvenir-la victoria* [tesis de pregrado, Universidad Nacional del Centro del Perú]. https://www.docsity.com/es/evaluacion-de-pavimentos-mediante-metodo-pci-y-vizir/2545894/

Priest, A. y Timm, D. (2006). Methodology and calibration of fatigue transfer functions for mechanistic empirical flexible pavement design. *In National Center for Asphalt Technology Auburn University, Alabama* (Issue December). http://trid.trb.org/view.aspx?id=850274

Quintus, H. y Killingsworth, B. (1997). *Design Pamphlet for the backcalculation of Pavement Layer Moduli in support of the AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures*.

Reddy, M., Reddy, K, y Pandey, B. (2005). A rational approach for design of flexible overlays for Indian highways. *In Indian Road Congress* (Vol. 73, Issue January).

Richard, K. Y. y Park, H. (2002). Use of Falling Weight Deflectometer Multi-Load Data For Pavement Strength Estimation. *Report No. FHWA/NC/2002-006, June*, 1-191.

Roesset, J. M., Stokoe, K. H. y Seng, C. R. (1995). Determination of depth to bedrock from falling weight deflectometer test data. *Transportation Research Record, 2*(1504), 68-78. https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1995/1504/1504-007.pdf

Rohde, G. T. (1994). Determining pavement structural number from FWD testing. *Transportation Research Record, 1448*, 61-68. http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1994/1448/1448-008.pdf

Rohde, G. y Hartman, A. (s.f.). Comparison of procedures to determine structural number from FWD deflection. *Combined 18th ARRB Transport Research Conference and Transit New Zealand Land Transport Symposium*, 99-115. https://trid.trb.org/view/470309

Rondón, H. y Reyes, F. (2007). Metodologías de diseño de pavimentos flexibles: Tendencias, alcances y limitaciones. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina, 17*(2), 41-65. https://doi.org/10.18359/rcin.1074

Rwebangira, T., Hicks, R. y Truebe, M. (1987). Sensitivity analysis of selected backcalculation procedures. *Transportation Research Record, 6*(1117), 25-37. http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1987/1117/1117-004.pdf

Saleh, M. (2014). Simplified approach for structural capacity evaluation of flexible pavements at the network level. *International Journal of Pavement Engineering, 17*(5), 440-448. https://doi.org/10.1080/10298436.2014.993202

Saleh, M. (2016a). A mechanistic empirical approach for the evaluation of the structural capacity and remaining service life of flexible pavements at the network level. *Canadian Journal of Civil Engineering, 43*(8), 749-758. https://doi.org/10.1139/cjce-2016-0060

Saleh, M. (2016b). Simplified approach for structural capacity evalution of flexible pavements at the network level. *International Journal of Pavement Engineering, 17*(5), 440-448. https://doi.org/10.1080/10298436.2014.993202

Salt, G. y Stevens, D. (2001). Pavement performance prediction: determination and calibration of structural capacity (SNP). *20th ARRB Transport Research Conference,* 15.

Sandoval, E. y Rivera, W. (2019). Correlación del CBR con la resistencia a la compresión inconfnada. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina, 29*(1), 135-152. https://doi.org/10.18359/rcin.3478

Sargand, S., Vega, C. y Arboleda, L. (2013). Long term performance of existing asphalt concrete pavement sections. *Revista Facultad de Ingenieria Universidad de Antioquia, 66*, 45-56. http://tesis.udea.edu.co/bitstream/10495/5442/1/SargandShad_2013_LongTermPerformance.pdf

Schnoor, H. y Horak, E. (2012). Possible method of determining structural number for flexible pavements with the falling weight deflectometer. *31st Annual Southern African Transport Conference, July*, 94-109. https://repository.up.ac.za/handle/2263/20033

Schwartz, C., Afsharikia, Z. y Khosravifar, S. (2017). *Standardizing lightweight deflectometer modulus measurements for compaction quality assurance. No. MD-17-SHA-UM-3-20*. Universidad de Maryland. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/32862

Solatifar, N., Abbasghorbani, M., Kavussi, A. y Sivilevičius, H. (2018). Prediction of depth temperature of asphalt layers in hot climate areas. *Journal of Civil Engineering and Management, 24*(7), 516-525. https://doi.org/10.3846/jcem.2018.6162

Solminihac, H., Echaveguren, T. y Chamorro, A. (2019). *Gestión de infraestructura vial* (3.ª ed.). ALFAOMEGA U.C. DE CHILE.

South African National Roads Agency Ltda. (2013). Chapter 10: Pavement Design. *In South African Pavement Engineering Manual: Vol. Chapter 10* (Issue January).

Stubstad, R., Jiang, Y. y Lukanen, E. (2006). *Guidelines for review and evaluation of backcalculation results. February*. http://trid.trb.org/view.aspx?id=782964

Sukumaran, B., Kyatham, V., Shah, A. y Sheth, D. (2002). Suitability of using California Bearing Ratio test to predict resilient modulus. *FAA, Federal Aviation Administration Airport Technology Transfert Conference, 44*(8), 1-10. https://doi.org/10.1088/1751-8113/44/8/085201

Tavira, J. (2009). *Cálculo mecánico de pavimentos a partir de ensayos no destructivos*. Universidad de Sevilla.

Timm, D., Turochy, R. y Davis, K. (2010). *Guidance for ME pavement design implementation. No. ALDOT Project 930-685*. http://www.eng.auburn.edu/users/timmdav/ALDOT_930-685.pdf

TM ARMY. (1994). *Pavement design for roads, streets and open storage areas, Elastic Layered Method*. https://www.wbdg.org/FFC/ARMYCOE/COETM/ARCHIVES/tm_5_822_13.pdf

TNM. (2007). *Calibración de las curvas de deterioro de los pavimentos de Bogotá D.C. – Fase II versión 1*.

Tonkin y Taylor Ltd. (1998). *Pavement deflection measurement and interpretation for the design of rehabilitation treatments*. https://www.nzta.govt.nz/assets/resources/research/reports/117/117-Pavement-deflection-measurement-and-interpretation-for-the-design-of-rehabilitation-treatments.pdf

Urbaéz, E., Lockhart, J., Giovanon, O. y Schvartzer, F. (2004). Estimación del valor "C" incluido en el método AASHTO-93 para el retro-cálculo modular de la subrasante. *III Congreso Venezolano Del Asfalto. Venezuela (4: 6 – 9, Octubre, 6,* 3.

Vásquez, L. (2002). Pavement Condition Index (PCI) Para pavimentos asfálticos y de concreto en carreteras. *Ingepav*, 90.

Vaswani, N. (1971). *A method for evaluating the structural performance of subgrades and/or the overlying flexible pavements*. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/19870

Von Quintus, H. y Killingsworth, B. (1997). *Design pamphlet for the determination of layered elastic moduli for flexible pavement design in support of the 1993 AASHTO guide for the design of pavement structures. (No. FHWA-RD-97-077)*. United States. Federal Highway Administration. Office of Engineering Research and Development., 32.

Von Quintus, H. y Killingsworth, B. (1997). *Design pamphlet for the determination of design subgrade in support of the 1993 AASHTO guide for the design of pavement structures. In No. FHWA-RD-97-083*. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/40877

Von Quintus, H. y Simpson, A. (2002). *Back-calculation of layer parameters for LTPP test sections volume II : Layered elastic analysis for flexible and rigid pavements. In Report No. FHWA-RD-01-113*. Federal Highway Administration: Vol. II. https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/40869

Washington State Department of Transportation. (1995). *WSDOT pavement guide* (Vol. 2, Issue Febrero, p. 780).

Washington State Department of Transportation. (2005). *Everseries user´s guide, pavement analysis computer software and cases studies*. https://apps.itd.idaho.gov/apps/manuals/Materials/MaterialsReferences/EverseriesUG1-2.pdf

Xu, B., Ranjithan, S. y Kim, Y. (2002). New relationships between falling weight deflectometer deflections and asphalt pavement layer condition indicators. *Transportation Research Record, 1806*, 48-56. https://doi.org/10.3141/1806-06

Yao, B., Cheng, C., Wang, X., Cheng, G. y Song-Yu, L. (2013). Modeling the rheological properties of epoxy asphalt concrete. *Journal of Harbin Institute of Technology, 20*, 106-111. https://doi.org/10.1002/app.32440

Yousefdoost, S., Vuong, B., Rickards, I., Armstrong, P. y Sullivan, B. (2013). Evaluation of dynamic modulus predictive models for typical australian asphalt mixes. *Proceedings of the 15th AAPA International Flexible Pavements Conference, 19*, 1-18.

Zaghloul, S., Gucunski, N., Jackson, H. y Hadidi, R. (2006). *Material characterization and seasonal variation in material properties*. No. FHWA-NJ–2005-024.

Zhang, Z., Claros, G., Manuel, L. y Damnjanovic, I. (2003). Evaluation of the pavement structural condition at network level using falling weight deflectometer (FWD) data. *82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, 1-26.

Zhang, Z., Manuel, L., Damnjanovic, I. y Li, Z. (2003). Development of a new methodology for characterizing pavement structural condition for network level applications. *Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, the University of Texas at Austin. No. FHWA/TX-04/0-4322-1*, 100. https://ctr.utexas.edu/wp-content/uploads/pubs/0_4322_1.pdf

Se terminó de editar el libro electrónico en julio de 2023 en los talleres de Editorial Jotamar S.A.S. Tunja, Boyacá, Colombia.