

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE GRIETAS
Y BACHES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DEL
PROGRAMA HDM-4 PARA EL SALVADOR”**

PRESENTADO POR:

**KAREN LISSETTE ARAYA AMAYA
EUNICE MARCELA TOBAR ESCOBAR**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2010

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:
INGENIERA CIVIL

Título :

**“CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS DE GRIETAS Y
BACHES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DEL PROGRAMA
HDM-4 PARA EL SALVADOR”**

Presentado por:

KAREN LISSETTE ARAYA AMAYA
EUNICE MARCELA TOBAR ESCOBAR

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

Ing. Mauricio Ernesto Valencia
Ing. Jorge Oswaldo Rivera Flores

San Salvador, Agosto de 2010

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

ING. MAURICIO ERNESTO VALENCIA

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Por darme vida, salud, fortaleza y sabiduría para afrontar los obstáculos que se me presentaron, y ahora para culminar mis estudios universitarios.

A MI MADRE: Angélica Amaya, por su apoyo, esfuerzos y sacrificios para formar una persona de bien, y por ser mi soporte durante toda mi carrera universitaria.

A MI PADRE: Manuel Antonio Araya, por su apoyo incondicional y por sus deseos de que siempre salga adelante, como profesional y como persona.

A MI NOVIO: Ricardo Flores Scotto, por su incondicional y valioso apoyo, tanto moral como profesional en la realización de esta investigación, sin duda has sido un compañero más en este trabajo de graduación.

A MIS HERMANAS: Angélica y Carolina Araya, por estar siempre pendiente de mí, animándome para seguir adelante luchando por mis propósitos.

A MI COMPAÑERA: Marcela Tobar, por asumir conmigo el compromiso de llevar a cabo este trabajo de graduación, y juntas alcanzar nuestros objetivos.

A MIS ASESORES: Por ser mis mejores maestros, sus observaciones fueron recibidas con mucha estima y considerándolas como consejos para mejorar.

KAREN LISSETTE ARAYA AMAYA

DEDICATORIA

A DIOS: Por estar presente en todos los instantes y ser la razón de mi vida, por brindarme buena salud, protegerme, por darme la fortaleza y sabiduría necesaria para afrontar todas las dificultades que se me han presentado a lo largo de mi vida y para completar con éxito mis estudios.

A MIS PADRES: Osmin Antonio Tobar y Vilma Argentina de Tobar, quienes me entregan todo su amor incondicional, siempre me apoyan en los momentos que mas los necesito y sin duda seguirán siendo mi inspiración; gracias por todos sus consejos, los grandes esfuerzos y sacrificios que han hecho para formar a una persona de bien.

A MI HERMANA Y MI CUÑADO: Ingrid Tobar y Carlos Alas, por estar siempre pendientes de mí, corrigiéndome, animándome y apoyándome para seguir adelante luchando por mis propósitos y sueños.

A MI NOVIO: Danilo Avendaño, por ser también mi gran amigo y estar conmigo aconsejándome en todo momento; por animarme a seguir adelante, apoyarme y amarme, mil gracias por estar en mi vida.

A LA FAMILIA DE MI NOVIO: Danilo Avendaño y Juana María de Avendaño, por estar pendientes de mi, gracias por todo el cariño, ayuda y apoyo que me han brindado todo este tiempo.

A MI AMIGO: Marvin Sánchez, por ayudarme y apoyarme cuando más lo he necesitado, gracias por corregirme y aconsejarme siempre, porque durante todo el tiempo de estudio, además de ser mi compañero y mi mejor amigo, has sido como mi hermano, gracias por todo.

A MI FAMILIA, AMIGOS Y COMPAÑEROS: Por estar siempre pendientes de mí y brindarme su apoyo durante todo este tiempo de estudio.

A MI COMPAÑERA: Karen Araya, por aceptar afrontar este reto conmigo; ya que he aprendido y me has ayudado cuando lo he necesitado; por apoyarme en los momentos buenos y malos que pasamos durante todo el desarrollo de esta investigación.

ING. RICARDO FLORES SCOTTO: Por ser una gran persona y brindarme tu ayuda, compartir tus conocimientos y corregirme cuando he fallado; gracias por alentarme en todo momento en la realización de esta investigación.

A MIS PROFESORES: Por instruirme y compartir conmigo todos sus conocimientos y experiencias, que han contribuido en la formación de mi carrera profesional.

Mi más sincero agradecimiento, que Dios los bendiga.

EUNICE MARCELA TOBAR ESCOBAR

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES:

A NUESTROS ASESORES:

Quiero expresar mis profundos agradecimientos, por su guía, paciencia, dedicación, esmero, amistad y comprensión en la realización satisfactoria de este trabajo de graduación.

AL DR. MARCELO G. BUSTOS:

Por su valiosa colaboración, y su ayuda desinteresada en la realización de esta investigación al compartir su tiempo, sus conocimientos, y ayudarnos con sugerencias y consejos, le estamos profundamente agradecidas, lo consideramos como nuestro asesor externo.

AL ING. GILBERTO LIMA:

Por ser mi enlace con la UPV, además de brindarnos importante información sobre la Red vial y siempre estar pendiente de nuestro avance.

A LA UNIDAD DE PLANIFICACIÓN VIAL DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS.

Por permitirme y facilitarme la elaboración del Trabajo de Graduación y otorgarme el acceso a la información de inventario de la Red Vial de El Salvador.

AL ING. FRANK DOWE:

Por facilitarme los medios para realizar la auscultación con la Viga Benkelman, y guiarnos en la realización de los ensayos.

INDICE

INTRODUCCIÓN	xiv
CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.3. OBJETIVOS	6
1.3.1 Objetivo General	6
1.3.2 Objetivos Específicos	6
1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES	7
1.4.1. Alcance	7
1.4.2. Limitación.....	7
1.5. GENERALIDADES SOBRE INGENIERIA DE PAVIMENTOS	8
1.5.1. Definición de Pavimento	8
1.5.2. Elementos que conforman la estructura del pavimento	8
1.5.3. Funciones de los pavimentos	14
1.5.4. Tipos de Pavimentos.....	15
1.5.5. Comportamiento de los pavimentos	15

1.6. GESTION DE PAVIMENTOS	29
1.6.1. Niveles de Gestión de Pavimentos	31
1.7. DETERIOROS DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES	35
1.7.1. Fisuras y Grietas	37
1.7.2. Desintegración.....	41
CAPITULO II: MODELOS DE DETERIORO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES	
PARA HDM-4.	42
2.1. VISION GENERAL DE HDM-4	43
2.1.1. Objetivo del Modelo HDM-4	44
2.1.2. Papel de HDM-4 en la Gestión de Carreteras	45
2.1.3. El Ciclo de Gestión.....	49
2.1.4. El Sistema HDM-4	51
2.1.5. Aplicaciones de HDM-4.....	52
2.2. DESCRIPCION DE LOS MODELOS DE DETERIORO DE HDM-4 PARA	
PAVIMENTOS FLEXIBLES	56
2.2.1. Tipos de Deterioro de Pavimentos Flexibles que considera HDM-4	58
2.2.2. Procedimiento de cálculo de los deterioros	61
2.2.3. Capacidad Estructural del Pavimento	63
2.2.4. Modelo de Agrietamiento	70
2.2.5. Modelo de Baches	87
2.2.6. Área dañada y no dañada.....	93

2.3. SENSIBILIDAD DE LOS MODELOS DE DETERIORO HDM-4.....	95
2.3.1. Importancia de la sensibilidad HDM-4	95
2.3.2. Sensibilidad de HDM-4.....	96
2.3.3. Modelos de Deterioro y Efectos de las Obras (RDWE)	98
2.4. DEFINICION DE CALIBRACION.....	104
2.4.1. Limitaciones y Aplicabilidad de la Calibración	105
2.4.2. Niveles de Calibración	109
2.4.3. Adaptación de los datos al modelo	117
CAPITULO III: REQUERIMIENTOS DE INFORMACION.....	119
3.1. REQUERIMIENTOS DE INFORMACION.....	120
3.1.1. Introducción.....	120
3.1.2. Análisis de Sensibilidad Relativa	121
3.1.3. Clases de datos utilizados	127
3.1.4. Definición del tramo de estudio	131
3.2. SOLICITACIONES DE TRANSITO.....	135
3.2.1. Efectos de las cargas en los pavimentos	136
3.2.2. Características del Tránsito	137
3.2.3. Especificaciones Técnicas	144
3.3. SOLICITACIONES DE MEDIO AMBIENTE.....	147
3.3.1. Efectos de la Temperatura	147

3.4. DRENAJE.....	149
3.4.1. Características y Condición.....	149
3.5. DETERIOROS SUPERFICIALES	157
3.5.1. Evaluación de la condición del pavimento	158
3.5.2. Procedimiento de evaluación de la condición del pavimento	158
3.5.3. Resultados.....	165
3.6. EVALUACION ESTRUCTURAL	171
3.6.1. Viga Benkelman	173
3.6.2. Procedimiento de Ensayo con Viga Benkelman	175
3.7. RESULTADOS	186
3.7.1. Retrocálculo (Determinación del SN).....	186
CAPITULO IV: CALIBRACION DE LOS MODELOS DE	
DETERIORO HDM-4.....	193
4.1. CALIBRACION A NIVEL DE PROYECTO	194
4.1.1 Metodología de “Tramos Testigo”	194
4.1.2 Metodología de Calibración de los Modelos HDM-4	195
4.1.3 Calibración por Método Gráfico	198
4.1.4 Calibración del Modelo de Grietas Totales	201
4.1.5 Calibración del Modelo de Grietas Anchas	206
4.1.6 Calibración del Modelo de Baches	211

4.2. CONFIABILIDAD DE LA CALIBRACION	217
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	225
5.1. CONCLUSIONES	226
5.2. RECOMENDACIONES.....	227
BIBLIOGRAFIA.....	228
ANEXOS	233

INTRODUCCIÓN

La gestión de pavimentos constituye una de las funciones más importantes en las instituciones encargadas de la administración de carreteras. Los sistemas de gestión de pavimentos son un conjunto de procedimientos y herramientas que tienen como propósito asistir a estas instituciones en la aplicación sistemática de procesos relacionados con este aspecto.

El Banco Mundial ha desarrollado un sistema computacional, conocido como HDM-4, para el apoyo a los profesionales que realizan gestión de pavimentos. Este sistema incorpora modelos de comportamiento de pavimentos que deben estar calibrados a las condiciones específicas del país o región donde serán utilizados.

Con esta investigación se pretende llevar a cabo la metodología para la calibración de los modelos de grietas y baches de pavimentos flexibles para el programa HDM-4, con el objetivo de ajustar los mencionados modelos a las condiciones locales de nuestro país, ya que el programa HDM-4, es el más utilizado a nivel latinoamericano para la ejecución de sistemas de gestión de pavimentos; en países como Chile, Colombia, Argentina, México, y Nicaragua, se han vivido experiencias exitosas del empleo de HDM-4 para el diseño de planes de mantenimiento eficaces y económicos que han derivado en sistemas de gestión de pavimentos eficientes que mantienen en condiciones adecuadas la red vial nacional.

La importancia del proceso de calibración de los modelos de comportamiento es en el impacto económico, ya que debido a la influencia directa del inicio y progresión de los deterioros del pavimento, se hace necesaria una adecuada adaptación de ellos, de modo que se pueda efectuar una evaluación económica certera de los proyectos viales que se analicen.

CAPITULO I

**“GENERALIDADES SOBRE GESTION
DE PAVIMENTOS”**

1.1. ANTECEDENTES

Se considera normalmente, que un Sistema de Gestión de Pavimentos es el conjunto de operaciones que tienen por objetivo conservar por un periodo de tiempo las condiciones de seguridad, comodidad y capacidad estructural adecuadas para la circulación, soportando las condiciones climáticas y de entorno de la zona en que se ubica la vía en cuestión.

En el marco de lo anteriormente descrito, y con fin de predecir el deterioro que puedan sufrir los pavimentos a lo largo de su vida útil; se utilizan distintos modelos de comportamiento (o deterioro). Estos modelos por lo general corresponden a expresiones matemáticas que permiten predecir la posible evolución del estado del pavimento en el tiempo, en base al conocimiento de las condiciones del mismo al momento de su puesta en servicio ó al momento de la realización del análisis. Normalmente, las instituciones encargadas de la administración de carreteras utilizan dichos modelos de comportamiento desarrollados por terceros, los cuales, de una u otra manera, reflejan las condiciones locales de la región o país en los que fueron desarrollados. Por lo anterior, el diseño del Sistema de Gestión de Pavimentos debe prever, en los casos necesarios, la calibración o adaptación de los modelos a las condiciones del lugar donde serán aplicados, a fin de garantizar que exista una correspondencia razonable entre estos modelos y el comportamiento real de la estructura del pavimento analizado.

El HDM-4 (The Highway Design and Maintenance Standards Model), es un programa para el análisis y evaluación de inversiones viales que el Banco Mundial ha venido desarrollando desde 1969, y que, desde hace años, resulta de uso obligado, tanto para el estudio como para la evaluación de resultados de planes de mejoras de carreteras, en aquellos países a los que el Banco Mundial asigna Préstamos.

Los modelos de comportamiento de HDM-4 para pavimentos flexibles son:

- Inicio y Progresión de Grietas (Piel de Cocodrilo, Agrietamiento en Bloque y Grietas Transversales y Longitudinales)
- Inicio y Progresión de Baches (Perdida de material en el pavimento producto del efecto combinado del clima y el tránsito, formando huecos en la calzada de la vía)
- Inicio y Progresión de Perdida de Agregados
- Progresión de Ahuellamiento
- Progresión de Rugosidad Superficial

Para el desarrollo de los modelos se han utilizado importantes estudios en los que han participado instituciones tecnológicas de alto nivel y diversos países, generalmente prestatarios del Banco Mundial. A tal efecto se llevaron a cabo investigaciones exhaustivas en Kenia, El Caribe, Brasil e India. Los resultados obtenidos se usaron para desarrollar un modelo que incorporaba lo averiguado en los estudios y esto condujo al HDM III (antecesor de HDM-4).

Al aplicar estos modelos bajo condiciones distintas a las del país o zona de desarrollo original, se hace necesario llevar a cabo un proceso de calibración, el cual, consiste en el cálculo de factores numéricos, que modifican las predicciones de los modelos ajustándolos de acuerdo a la información provista por bases de datos de pavimentos de una zona o país.

En El Salvador, actualmente, se utiliza el programa HDM-4, para predecir el deterioro de la carretera CA-3¹, oficialmente; así como también, se ha utilizado para predecir el deterioro del pavimento de diferentes proyectos viales en los últimos 3 años, tales como el tramo de San Martín al desvío de Ilopango (CA-1). Pero, no existen antecedentes formales de la elaboración de un proceso de calibración para las condiciones locales.

¹ El Salvador, Plan de Monitoreo y Evaluación del Programa M&E, FOMILENIO, Marzo 2,009

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los modelos de deterioro del programa HDM-4 para pavimentos flexibles, han sido desarrollados con información empírica asociada a las condiciones locales de los países donde se desarrollaron, al ser usados en condiciones diferentes a las que sirvieron para su elaboración, pueden presentar diferencias importantes entre los deterioros que los modelos predicen y los que se observan en la realidad.

Por tal motivo se ha decidido llevar a cabo la calibración de los modelos de deterioro de grietas y baches del programa HDM-4 para pavimentos flexibles, utilizando información disponible en la Unidad de Planificación Vial del Ministerio de Obras Públicas.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL:

- Calibrar los modelos de Grietas y Baches de pavimentos flexibles para el programa HDM-4 a las condiciones de El Salvador.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Realizar un inventario vial de los insumos necesarios para llevar a cabo la calibración de los modelos de grietas y baches, generados por el programa HDM-4 para pavimentos flexibles.
- Identificar y utilizar el equipo para la auscultación en campo, para los modelos de grietas y baches.
- Aplicar la metodología de Tramos Testigo en el proceso de calibración de los modelos de grietas y baches para el programa HDM-4.
- Obtener modelos de predicción ajustados a las condiciones de El Salvador, que hagan más realistas y confiables las estimaciones de la evolución del deterioro a futuro.

1.4. ALCANCES Y LIMITACIONES

1.4.1. ALCANCE

- Desarrollar la calibración Nivel 2 de los modelos de deterioro de Grietas y Baches en pavimentos flexibles para el programa HDM-4, utilizando información de la red vial disponible en la Unidad de Planificación Vial del Ministerio de Obras Públicas.

1.4.2. LIMITACION

- La Evaluación Estructural de la red de caminos es recomendable realizarla por medio de Extracciones de Núcleos y Pozos a Cielo Abierto, lo cual, para nuestra situación, no es posible, ya que requiere grandes cantidades de dinero, tiempo y personal, por lo cual se optará por realizar dicha evaluación por medio del método indirecto no destructivo de Viga Benkelman.

1.5. GENERALIDADES SOBRE INGENIERÍA DE PAVIMENTOS

1.5.1. DEFINICIÓN DE PAVIMENTO.

Se llama pavimento a un conjunto de capas superpuestas, relativamente paralelas y de varios centímetros de espesor, de materiales de diversas características, adecuadamente compactados, que se construyen sobre la sub-rasante obtenida por el movimiento de tierras y que han de soportar las cargas del tránsito durante varios años sin presentar deterioros que afecten la seguridad y la comodidad de los usuarios, o la propia integridad de la estructura²

1.5.2. ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.

La estructura de un pavimento está formada por las siguientes capas apoyadas sobre la sub-rasante, sub-base, base, capa de rodamiento y sello; sin embargo, es necesario aclarar que no siempre se encontrarán todas las capas que se detallan. En tales casos, la ausencia de una o varias de ellas dependerá de factores como la capacidad de soporte del terreno de fundación, la clase de material a utilizarse, el tipo de pavimento, intensidad de tránsito, carga de diseño, entre otros.

² Kraemer y Del Val.

1.5.2.1. SUB-RASANTE.

Es el suelo que sirve de fundación para todo el paquete estructural, se define como el suelo preparado y compactado para soportar la estructura del pavimento; es decir, que es el terreno de cimentación del mismo. Puede ser también el suelo natural, pero si éste es deficiente se debe seleccionar un material con mejores propiedades.

Existen dos condiciones básicas que debe cumplir la sub-rasante, y son:

- Debe mantener el mayor valor posible de soporte, ya que entre más fuerte se considere ésta superficie menor será el costo de las capas superiores.
- El movimiento diferencial vertical debe ser mínimo, de ésta forma las ondulaciones en la superficie serán menores y el rodamiento vehicular será más suave.

1.5.2.2. CAPA SUB-BASE.

Es la capa de material pétreo seleccionado que se coloca encima de la sub-rasante. Esta capa es la que subyace a la capa base, cuando esta es necesaria, como es el caso de los pavimentos flexibles. Normalmente en este mismo caso, la sub-base se construye para lograr espesores menores de la capa Base. En el caso de pavimentos rígidos, en muchos casos resulta conveniente colocar una capa Sub-base cuando las especificaciones para pavimento son más exigentes.

El material de la sub-base debe ser seleccionada y tener mayor capacidad que el suelo de soporte o sub-rasante, este material puede ser grava, arena, escoria de los altos hornos y residuos de material de cantera. En algunos casos es posible emplear para la sub-base material de la sub-rasante mezclado con cemento. Las funciones que ésta capa debe cumplir son:

- Atenuar o suavizar aquellas deformaciones perjudiciales para la sub-rasante, como son los cambios volumétricos producidos por cambios de humedad, evitando que se reflejen en la superficie del pavimento.
- Lograr espesores menores de la capa base para pavimentos flexibles.
- Servir de drenaje al pavimento, esto quiere decir que debe ser capaz de desalojar el agua que se infiltra en la capa de rodadura.
- Transmitir los esfuerzos a la capa sub-rasante en forma adecuada.
- Reducir el costo del pavimento, ya que es una capa que por estar bajo la base, queda sujeta a esfuerzos menores y requiere de especificaciones menos rígidas.

1.5.2.3. CAPA BASE.

Constituye la capa intermedia entre la capa de rodamiento y la sub-base. Generalmente se usa en los pavimentos flexibles. Se compone de materiales pétreos con buena distribución granulométrica. Su función estructural más importante es la que permite reducir los espesores de carpeta ya que es la más costosa, entre otras funciones están:

- Reducir los esfuerzos cortantes que se transmiten hacia las capas inferiores.

- Drenar el agua atrapada dentro del cuerpo del pavimento.
- Ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y la desintegración por abrasión producida por el tránsito.
- Reducir los esfuerzos cortantes que se transmiten a las capas inferiores.
- Proveer suficiente resistencia para recibir la carga de la superficie arriba de ella, y transmitirla a un nivel de esfuerzo adecuado a la capa siguiente, que puede ser una sub-base o una sub-rasante.

Las bases se pueden clasificar en dos tipos:

- a) Base Granular:** Los materiales empleados pueden ser grava o piedra triturada, suelo y arena; la estabilidad del material depende de su fricción interna y de su cohesión. Una base granular es un conjunto de agregados mezclados con agua, en donde una alta fricción interna se consigue con agregados bien graduados, de forma irregular, y con una pequeña cantidad de finos limo – arenosos.
- b) Base Estabilizada:** Suelo con cemento Portland, cal o asfalto, se recurre a ella por motivos de tipo económico, en los casos en que resulta más favorable recurrir al mejoramiento del suelo existente en el lugar, sin tener que transportar otros materiales desde grandes distancias. Como ejemplo de este tipo de bases podemos mencionar: Grava-Emulsión, Suelo-Emulsión, Suelo-Cemento, etc.

1.5.2.4. CAPA DE RODADURA.

Es la que está formada por una o varias capas que se colocan sobre la base, dichas capas consisten en materiales granulares con o sin liga, y por lo general son de concreto asfáltico o hidráulico. Este es el elemento del pavimento sobre el cual circulan directamente los vehículos y peatones. Las funciones que esta capa debe cumplir son:

- Recibir y absorber en primera instancia el peso de los vehículos que circulan sobre la vía.
- Minimizar sensiblemente los esfuerzos que se transmiten hacia la terracería.
- Si la rodadura posee un espesor mayor o igual a cinco centímetros, se considera que trabaja junto al resto de capas para soportar las cargas y distribuir los esfuerzos, aunque esa no sea su función desde el punto de vista estructural.
- Proveer una superficie estable para el tránsito, uniforme, prácticamente impermeable, con una textura y color convenientes y que a la vez sea capaz de resistir los efectos abrasivos del tráfico.

1.5.2.5. SELLO.

Se coloca en algunas ocasiones sobre la capa de rodamiento y está formado por una mezcla bituminosa de asfalto o alquitrán. Sobre esta carpeta se coloca a veces, un riego de arena o chispa, y su función es la de lograr la impermeabilización de la capa de rodamiento, a fin de evitar la infiltración de las aguas de lluvia.

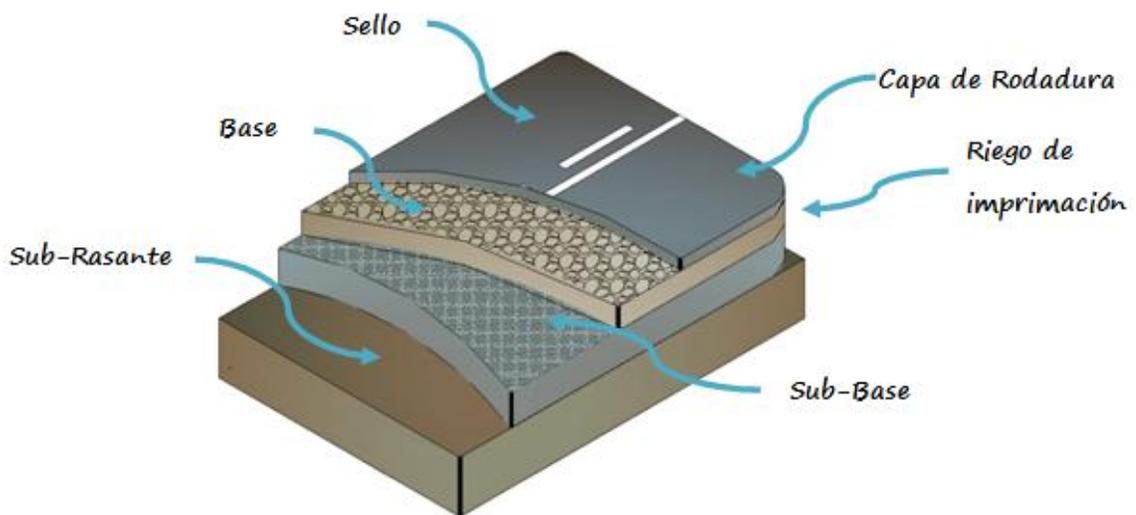


Figura 1.01.-Estructura general de un pavimento.

1.5.3. FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS.

El pavimento es el elemento primordial de la infraestructura vial, y como tal debe cumplir una serie de funciones para garantizar un servicio adecuado a los usuarios. Entre estas están:

- a) Permitir el tránsito de los vehículos que circulen sobre él, respondiendo en forma adecuada estructuralmente y según como fue previsto en la etapa de diseño; esto es especialmente importante para los organismos de conservación vial, ya que de ello depende que las labores de conservación durante el período de servicio del pavimento, se lleven a cabo según una planificación elaborada con base en predicciones confiables.
- b) Mejorar la calidad de la superficie de rodadura, de tal manera que los usuarios se desplacen de forma segura y cómoda, lo cual se logra mediante una adecuada regularidad superficial tanto transversal como longitudinal.
- c) Proporcionar una buena textura que brinde la resistencia al deslizamiento que se requiere para las velocidades de circulación previstas.
- d) Reducir el ruido producido por la interacción de las llantas de los vehículos y la superficie del pavimento, el cual se percibe tanto en el interior de los vehículos como en el exterior.
- e) Proteger la sub-rasante de los efectos del clima, lo cual a la larga puede derivar en asentamientos que lleven incomodidad o inseguridad al tránsito, llegando incluso a producir el colapso total de la estructura.

- f) Reducir la polución por polvo que se produce ante el paso de vehículos sobre caminos de tierra, lo cual afecta la comodidad y la salud tanto de los usuarios como de las personas que habitan en las proximidades.
- g) Delimitar las áreas de circulación de los vehículos con el objetivo de ordenar el tránsito, disminuyendo así la posibilidad de accidentes y retrasos debido a congestionamientos. Para cumplir plenamente con dicha función los pavimentos deben estar debidamente señalizados, y deben contar con una buena reflexión luminosa que ayude a la conducción nocturna minimizando la necesidad de obras de iluminación, esto último para efectos de economía.

1.5.4. TIPOS DE PAVIMENTOS.

Hoy en día los pavimentos pueden clasificarse de dos formas:

- a) De acuerdo al material que compone su capa de rodadura y
- b) Según la forma en que la estructura de éstos atiende y transmite las cargas aplicadas sobre su superficie.

Según el material que compone su capa de rodadura los pavimentos pueden ser:

- Pavimentos de Tierra.
- Pavimentos de Piedra.
- Pavimentos de Adoquines.
- Pavimentos de Concreto Hidráulico.
- Pavimentos de Concreto Asfáltico.



Figura 1.02.
Pavimento de Tierra
El Pital, Chalaténango.



Figura 1.03.
Pavimento de Piedra
Suchitoto, Cuscatlán.



Figura 1.04.
Pavimento de Adoquín
Cantón San Fernando, Morazán.



Figura 1.05.
Pavimento de Concreto Asfáltico
Carretera Panamericana (CA-1)



Figura 1.06.
Pavimento de Concreto Hidráulico
Boulevard Diego de Holguín, Santa Tecla-San Salvador.

Según la forma en que la estructura del pavimento transmite las cargas aplicadas sobre él, éstos se dividen en:

- Pavimentos Flexibles.
- Pavimentos Rígidos.

1.5.4.1. PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Son aquellos que tienen un revestimiento asfáltico sobre una capa base granular y la estructura total del pavimento se deflecta o flexiona, el cual se adapta a las cargas. La estructura de pavimento flexible está compuesta por varias capas de material. Cada capa recibe las cargas en su superficie y se extienden en ella, entonces estas cargas pasan a la siguiente capa inferior. Por lo tanto, la última capa en la estructura del pavimento, recibe menos carga. En este tipo de pavimentos la calidad de los materiales utilizados en cada una de las capas aumenta conforme nos acercamos a la superficie, de modo de lograr una estructura competente ante las cargas esperadas y que a la vez resulte lo más económica posible.

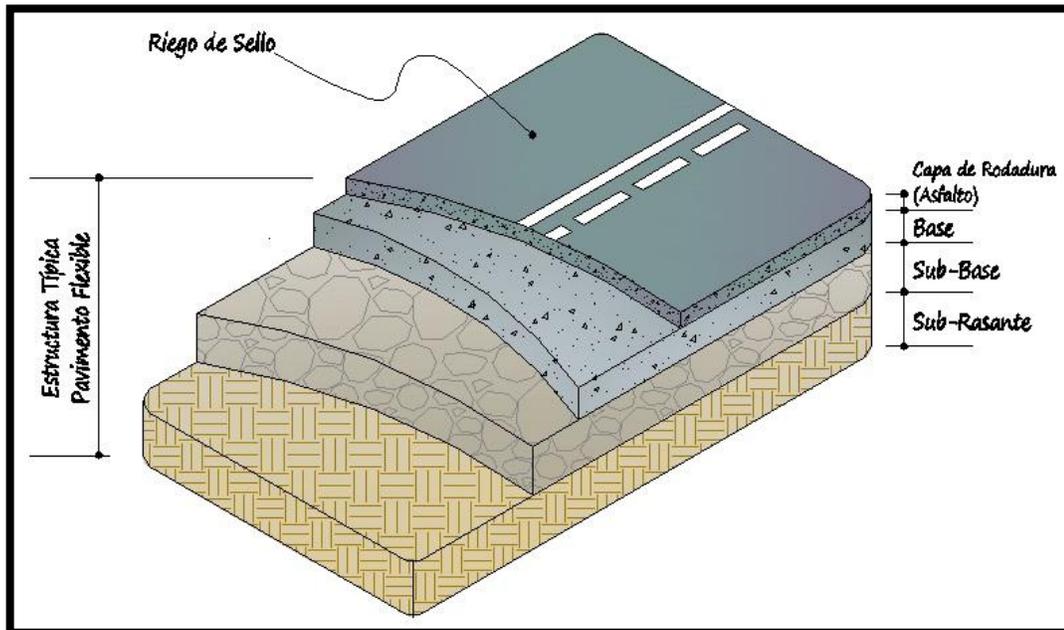


Figura 1.07.-Estructura de un Pavimento Flexible.

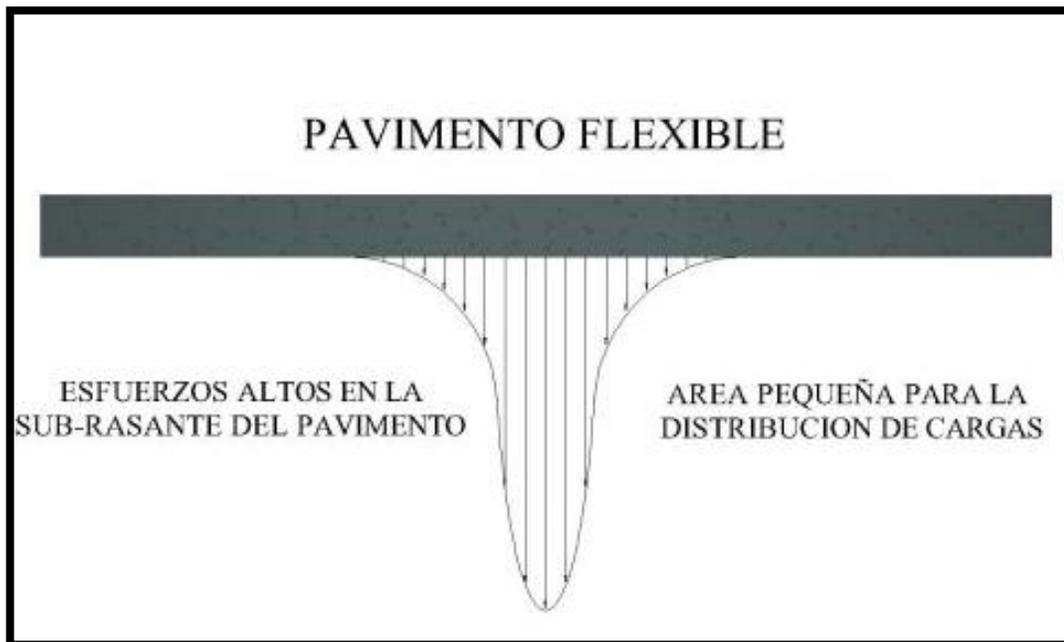


Figura 1.08.-Esquema de transferencia de carga en un Pavimento Flexible.

El espesor de la capa de rodadura de un pavimento asfáltico varia grandemente, desde menos de 1'' (2.50 cm) en los tratamientos superficiales usados en caminos de tránsito liviano, hasta 6'' (15.00 cm) o más de concreto asfáltico usado en caminos destinados al tránsito pesado. La carpeta de rodadura asfáltica puede ser de los siguientes tipos:

- a) **Mezcla Asfáltica en Caliente:** Compuesto por agregados gruesos y finos unidos mediante un ligante bituminoso, dichos materiales son procesados en plantas de mezclado especiales, donde son calentados, proporcionados y mezclados para lograr una adecuada homogeneidad.
- b) **Mezcla Asfáltica en Frío:** En su elaboración se emplean los mismos materiales que en las mezclas en caliente, pero en éste caso pueden ser procesados a temperatura ambiente. Las mezclas en frío pueden ser:
 - Mezclas Abiertas
 - Mezclas Densas
- c) **Tratamiento Superficial Simple o Múltiple:** se tiene todas las aplicaciones de asfalto, con o sin agregados, que se hacen sobre cualquier camino de tierra o superficie de pavimento, y cuyo espesor por lo general es menor a 1''. Estos sellan y sirven para prolongar la vida de los caminos, teniendo a la vez propósitos especiales según sea su tipo.

1.5.4.2. PAVIMENTOS RÍGIDOS.

Son aquellos en los que la losa de concreto es de cemento Portland (C.C.P.). Se dice que un pavimento construido con concreto hidráulico posee una considerable resistencia a la flexión, lo cual le permitirá trabajar como una viga tendiendo un puente sobre las pequeñas irregularidades de la sub-base o terracería sobre la cual descansa.

La capa de rodadura de estos pavimentos la integran una serie de losas que trabajan en conjunto, distribuyendo las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores. La teoría nos dice que las losas de concreto hidráulico pueden colocarse sobre la sub-rasante, sin embargo, en la práctica es necesario construir una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie.

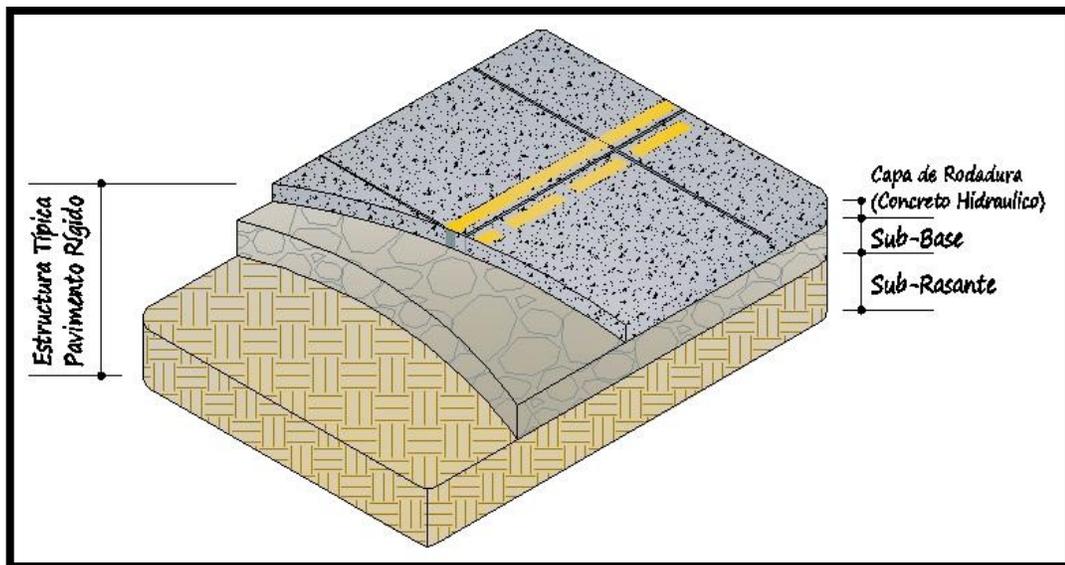


Figura 1.09.-Estructura de un Pavimento Rígido.

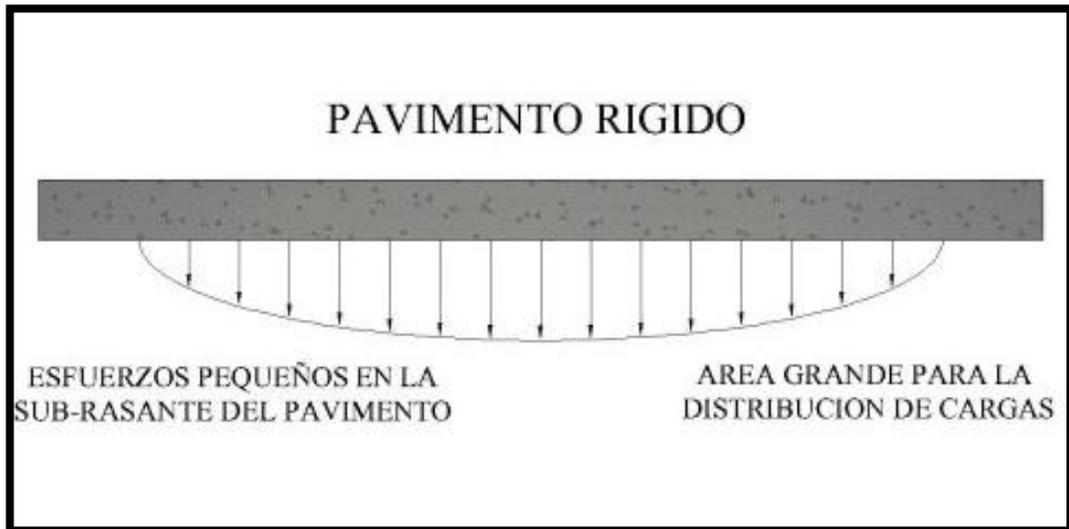


Figura 1.10.-Esquema de transferencia de carga en un Pavimento Rígido.

Los tipos de pavimentos rígidos son los siguientes:

a) **JPCP:** Pavimentos de concreto simple con dovelas.

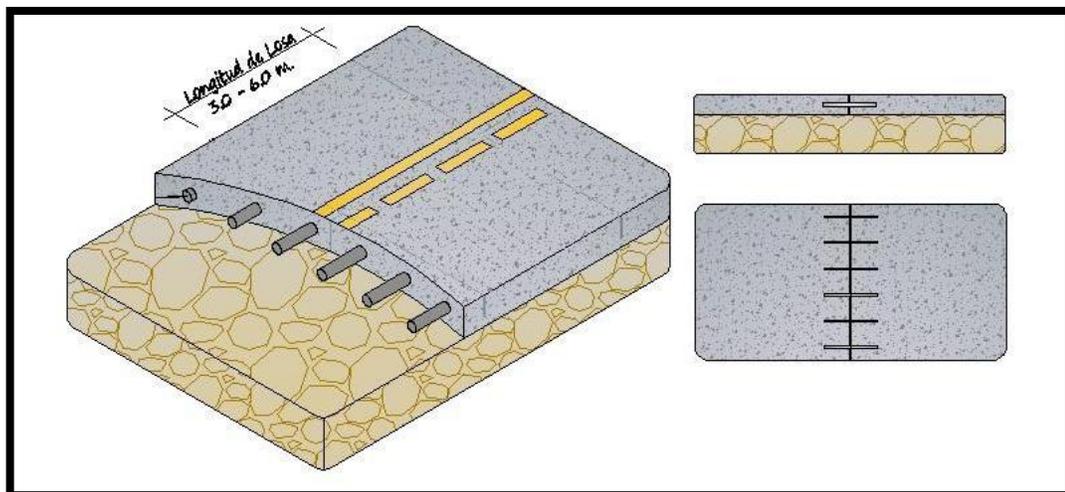


Figura 1.11.-Pavimento de concreto simple con dovelas JPCP.

b) **JRCP:** Pavimentos de concreto con refuerzo discontinuo sin función estructural.

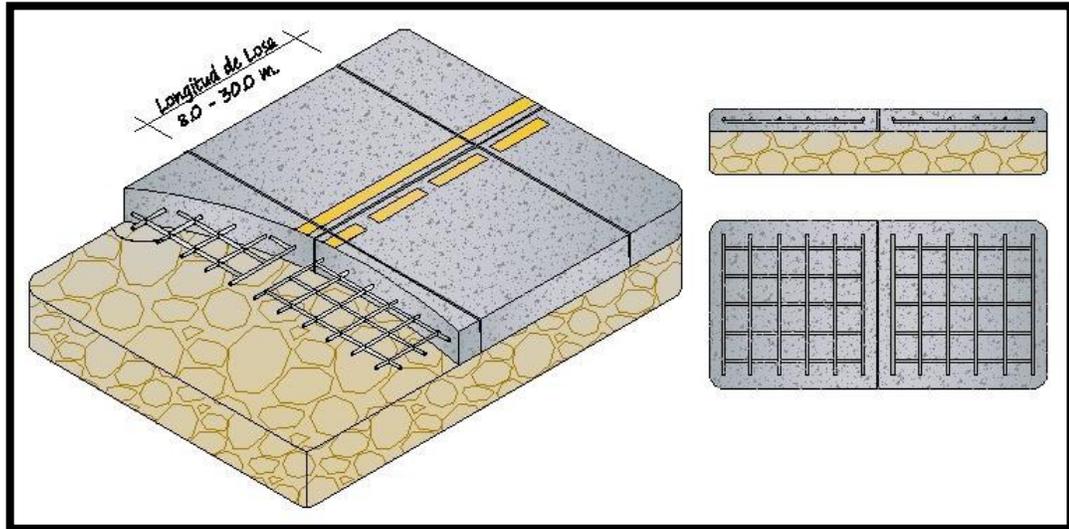


Figura 1.12.- Pavimento de concreto con refuerzo discontinuo JRCP.

c) **JRCP:** Pavimentos de concreto con refuerzo discontinuo con función estructural.

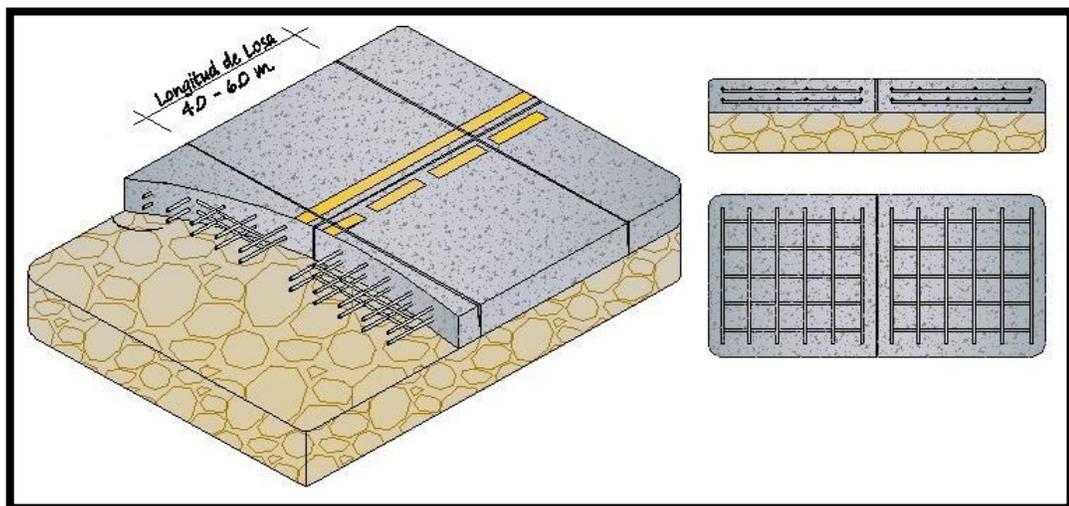


Figura 1.13.- Pavimento con refuerzo discontinuo con función estructural JRCP.

d) **CRCP:** Pavimentos de concreto con refuerzo continuo sin función estructural.

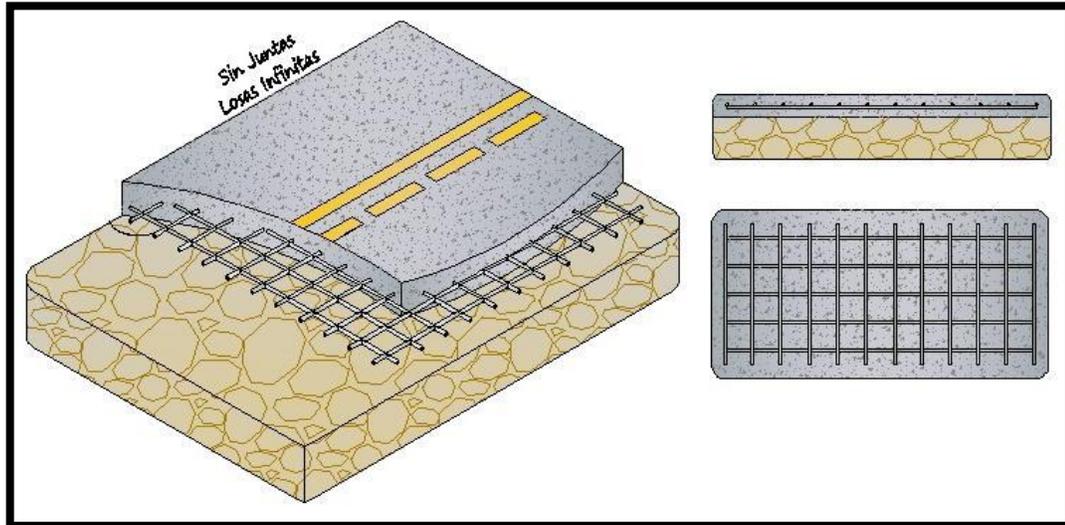


Figura 1.14.- Pavimento con refuerzo continuo CRCP.

e) **Pavimentos Pre-Esforzados:** Pavimentos de concreto con acero pre-esforzado.

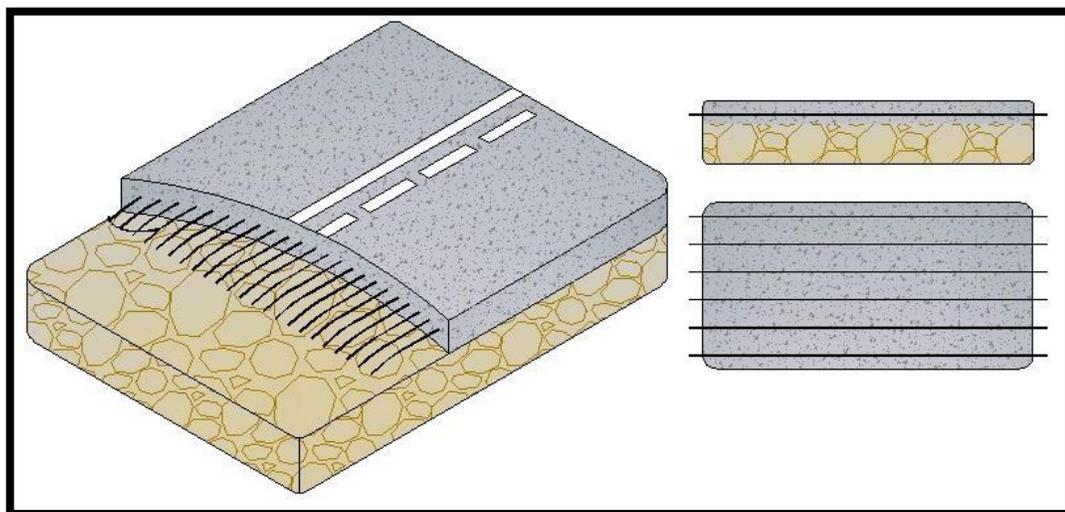


Figura 1.15.- Pavimento Pre-esforzado.

f) **CCR:** Pavimento de concreto compactado con rodillo.

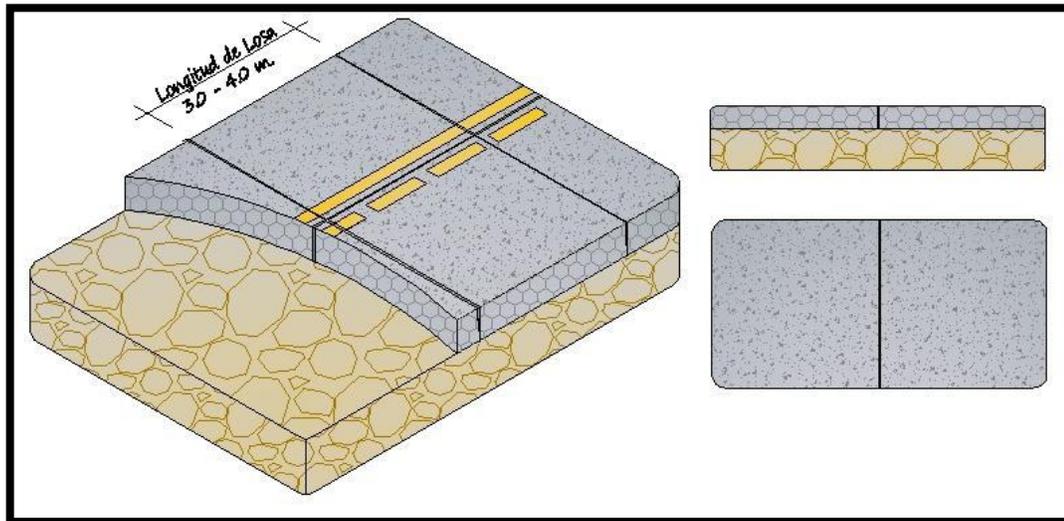


Figura 1.16.- Pavimento de concreto compactado con Rodillo (CCR).

1.5.5. COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS.

El comportamiento de un pavimento puede definirse como la capacidad estructural o funcional medible a lo largo de su periodo de diseño. La capacidad estructural del pavimento implica soportar las cargas impuestas por el tránsito y las condiciones ambientales. La capacidad funcional comprende:

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

La capacidad estructural y funcional están íntimamente relacionadas, en efecto un deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay un incremento de rugosidad, ruido y aun riesgo para los vehículos y ocupantes que lo transmiten.

El comportamiento de los pavimentos a lo largo de su vida útil es regido generalmente por un ciclo, el cual ha llegado a considerarse como normal debido a la frecuencia con que se presenta, los indicadores de comportamiento (deterioros del pavimento), en términos generales se entenderá como una serie de manifestaciones superficiales de la capa de rodamiento, haciendo que la circulación vehicular sea menos segura, confortable y que los costos de operación sean mayores.

Estos indicadores son:

- Las fallas visibles
- Capacidad estructural
- Fricción superficial
- Rugosidad/Serviciabilidad.

Los indicadores de comportamiento en cada una de las etapas de este ciclo son diferentes según el tipo de pavimento, sin embargo, la tendencia en la evolución de la estructura a través del tiempo es común y puede describirse de la siguiente manera:

1.5.5.1. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.

Un pavimento puede haber tenido una buena construcción o haber presentado algunos defectos durante esta etapa, o bien haber sido claramente deficientes tanto la etapa de diseño como la de ejecución. De cualquier forma, cuando la estructura entra en servicio, esta suele encontrarse en excelentes condiciones, satisfaciendo plenamente las necesidades de los usuarios.

1.5.5.2. ETAPA DE DETERIORO LENTO Y POCO VISIBLE.

Durante algunos años, el pavimento experimenta un proceso de desgaste y debilitamiento lento, principalmente en la superficie de rodamiento y en menor medida en el resto de su estructura. Este desgaste es producido por los diversos tipos de vehículos que circulan sobre él, también por la influencia que ejercen otros factores como el clima, la radiación solar, el agua de lluvias, cambios de temperatura, etc.

La calidad de la construcción inicial también incide en la evolución del deterioro. A través de toda esta etapa el pavimento se mantiene aparentemente en buen estado y el usuario no percibe el desgaste. A pesar del aumento gradual de fallas menores aisladas, el camino sigue sirviendo bien a los usuarios y está en condiciones de ser conservado.

1.5.5.3. ETAPA DE DETERIORO ACELERADO Y DE QUIEBRE.

Luego de varios años de uso, el pavimento entra en una etapa de deterioro acelerado y resiste cada vez menos el tránsito.

Al inicio de esta etapa, la estructura básica del pavimento se conserva intacta y las fallas en la superficie son menores, por eso el usuario común tiene la impresión que éste se mantiene aún bastante sólido. Sin embargo, no es así, ya que cada vez se pueden observar más daños en la superficie y comienza a deteriorarse la estructura básica, la cual no es visible. Entonces, podemos asegurar que cuando en la superficie de un pavimento se detectan graves fallas a simple vista, la estructura básica del pavimento está seriamente dañada. Los daños al inicio son puntuales, pero luego se van extendiendo en la mayor parte del pavimento, cuando esto ocurre la destrucción es acelerada; si no se interviene en algún momento durante esta etapa el pavimento llega al punto de quiebre en el cual se produce una falla generalizada, tanto en la superficie como en la estructura básica.

A medida que se desarrolla esta etapa, los vehículos circulan experimentando una cantidad creciente de molestias a causa de las irregularidades de la superficie, tales como: grietas, baches, depresiones y deformaciones.

1.5.5.4. ETAPA DE DESCOMPOSICIÓN TOTAL.

Constituye la última etapa de la existencia de un pavimento, y puede durar varios años, lo primero que se observa es la pérdida de la capa de rodadura, ya que cada vez que pasa un vehículo pesado se desprenden trozos de ésta, por lo que al final la vía termina siendo un camino de grava, y a la larga, de tierra.

El paso de vehículos se dificulta, la velocidad promedio de circulación baja bruscamente y la capacidad del camino queda reducida en un gran porcentaje. Los vehículos comienzan a presentar daños en neumáticos, ejes, amortiguadores y en el chasis; los costos de operación vehicular suben de manera considerable y se incrementa la cantidad de accidentes graves. En esta última etapa llega un momento en que ya no pueden transitar los automóviles normales, sólo algunos camiones y vehículos todo terreno.

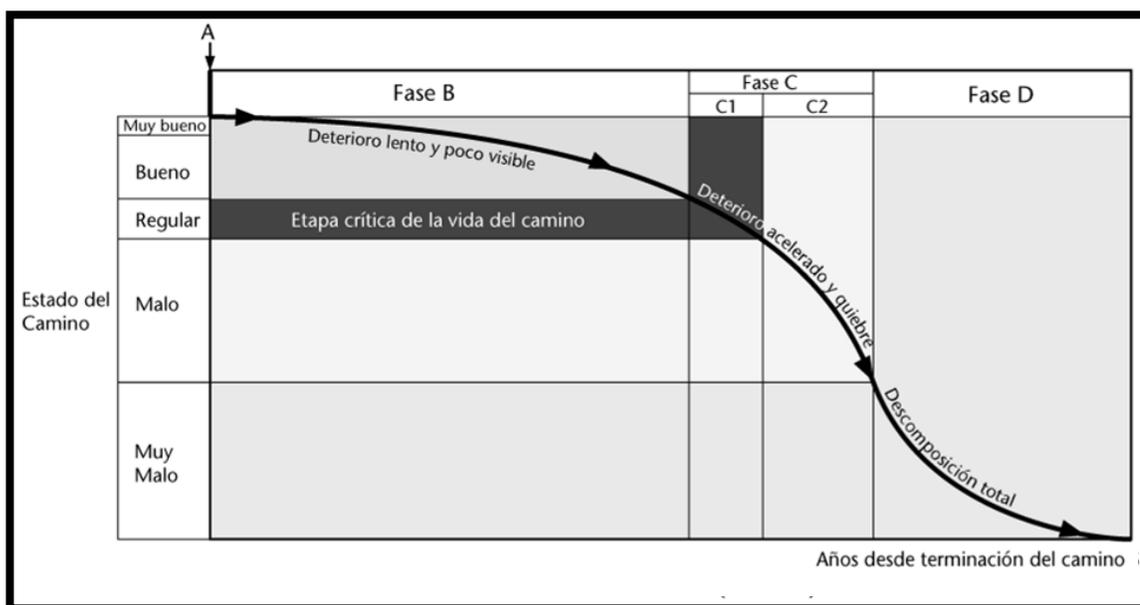


Figura 1.17.-Etapas del deterioro del pavimento a través del tiempo.

Fuente: "CAMINOS un nuevo enfoque para la gestión y conservación de redes viales" CEPAL 1994.

1.6. GESTIÓN DE PAVIMENTOS

Los pavimentos forman parte de un conjunto de elementos que son indispensables para permitir el desplazamiento seguro y confortable de los vehículos de un punto a otro, este conjunto recibe el nombre de infraestructura vial, dentro de la gestión de la infraestructura vial, los pavimentos deben recibir especial atención, por ser el elemento primario sobre el cual se llevan a cabo los desplazamientos de los vehículos.

La gestión de pavimentos debe ser entonces, el primer paso para alcanzar una adecuada gestión de la infraestructura vial, y debe contemplar la planificación, ejecución, y un adecuado control de las diversas acciones de desarrollo y mantenimiento aplicadas en el tiempo; con la finalidad de mantener un nivel de servicio adecuado para los usuarios. La gestión de pavimentos como tal, es de suma importancia para impulsar el desarrollo de las actividades económicas de un país o de una región, ya que, además de ser indispensable una selección adecuada del tipo de actividad a realizar para la construcción y/o mantenimiento de una vía, el ejecutar labores de conservación demasiado anticipadas o postergarlas a un tiempo diferente del óptimo tiene un costo.

Si se hace antes de tiempo se pierde la posibilidad de utilizar los recursos en algo más rentable durante el periodo del adelanto, pero la situación es más grave si se deja pasar el momento oportuno para intervenir, y como consecuencia los daños llegan hasta la estructura básica del pavimento.

En este caso, el tipo de intervención necesaria será una rehabilitación, con un costo mucho más alto que el de los trabajos que pudieron haberse efectuado de manera oportuna.

Realizar una adecuada gestión de pavimentos representa, especialmente para los países en desarrollo, la posibilidad de ahorrar valiosos recursos que pueden ser utilizados en otros rubros.

Para preparar un programa global de conservación de una red vial de manera conveniente para la economía nacional, se debe comenzar por identificar para cada camino:

- El momento preciso para cada intervención.
- El tipo óptimo de intervención

Existen metodologías las cuales hacen uso de diversas herramientas que ayudan a los planificadores a formular estrategias viables, de forma que logren mantener a los pavimentos en buenas condiciones de servicio. Un sistema de gestión de pavimentos debe permitir un uso sencillo, de manera que el ingreso de datos y actualización de la información sea fácil. Además, debe ser capaz de analizar diversas estrategias al efectuar una evaluación, identificando la alternativa económicamente más conveniente.

1.6.1. NIVELES DE LA GESTIÓN DE PAVIMENTOS.

La gestión de pavimentos se realiza en dos niveles principales, los cuales son interactivos entre sí y están definidos según el área que debe ser analizada, y el tipo de datos que son necesarios para generar los modelos de predicción del deterioro de las estructuras a lo largo del tiempo. Estos niveles de la gestión de pavimentos son la Gestión a Nivel de Proyecto y la Gestión a Nivel de Red.

1.6.1.1. GESTIÓN DE PAVIMENTOS A NIVEL DE PROYECTO.

En este nivel, la gestión lo que pretende es analizar el pavimento de una vía en particular, de manera que se pueda determinar la alternativa óptima para la construcción de una nueva estructura, o bien el tipo de acciones de mantenimiento necesarias, y los momentos en que éstas han de aplicarse a un pavimento existente.

Para realizar una gestión a nivel de proyecto se necesitan datos específicos de secciones del pavimento, los cuales son:

- Cargas que recibe (o recibirá) el pavimento.
- Factores ambientales que lo afectan (o lo afectarán).
- Características de los materiales que lo constituyen (o constituirán).
- Propiedades de su base, sub-base y sub-rasante.
- Variables de construcción y mantenimiento.
- Costos.

El análisis a nivel de proyecto debe generar una serie de alternativas de construcción y/o mantenimiento, las cuales han de evaluarse técnica y económicamente, de forma que al final se pueda seleccionar aquella que minimice los costos totales del ciclo de vida del pavimento, tomando en cuenta los de construcción así como los de operación de los usuarios, fijando una serie de estándares que han de satisfacerse y que tienen que ver con el comportamiento estructural y funcional del pavimento a través del tiempo.

1.6.1.2. GESTIÓN DE PAVIMENTOS A NIVEL DE RED.

A nivel de red la gestión de pavimentos busca desarrollar un programa prioritario y organizado para el mantenimiento, rehabilitación y construcción de pavimentos, en base a la disponibilidad presupuestaria del ente administrador de la red vial de una región o país, para un período determinado. Dentro de esta gestión pueden distinguirse dos sub-niveles que comprenden:

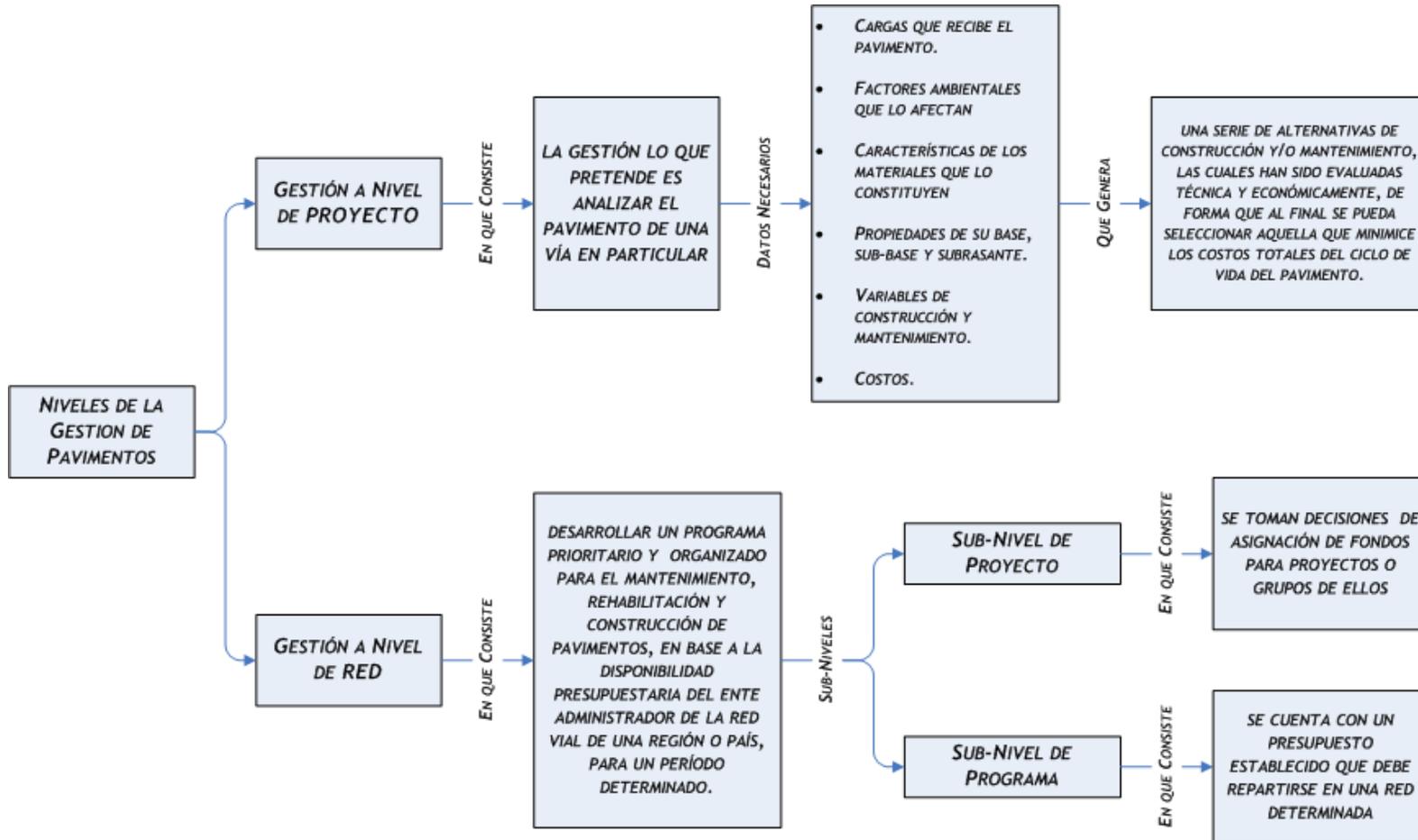
- La selección de proyectos, en la cual se toman decisiones de asignación de fondos para proyectos o grupos de ellos.
- El sub-nivel de programa, en el cual se cuenta con un presupuesto establecido que debe repartirse en una red determinada.

La gestión a nivel de red involucra decisiones para la rehabilitación o mantenimiento de la red como un todo, por lo cual los modelos deben ser diseñados con el fin de optimizar el uso de los fondos disponibles.

Debe considerarse para este propósito la serviciabilidad de los pavimentos existentes o el porcentaje de pavimentos deficientes, datos que deben ser recolectados en campo usando metodologías adecuadas. Entre las actividades que comprende la gestión a nivel de red tenemos:

- Identificación de aquellas vías en las que debido a su estado actual, las actividades de mantenimiento o mejora podrían ser consideradas como prioritarias dentro de la red.
- Desarrollo de un programa de largo plazo para el mantenimiento y rehabilitación de los pavimentos de la red, así como de nuevas construcciones.
- Generación de diferentes alternativas de tratamiento en aquellas vías que serán intervenidas, seleccionando adecuadamente variables, de manera que se pueda realizar un análisis técnico-económico en base al cual han de tomarse las decisiones.

Figura 1.18.
Niveles de Gestión de Pavimentos.



1.7. DETERIOROS DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los pavimentos fallan en modos diversos y por causas variadas, los daños más frecuentes dependen del tipo de estructura del pavimento, de los materiales empleados en su construcción y de las condiciones climáticas en las que la estructura se encuentra sometida. El agrietamiento por fatiga, la deformación longitudinal permanente que causa el aumento sostenido del IRI, y el agrietamiento térmico, son los modos de fallo más frecuentes. Los deterioros de los pavimentos son manifestaciones superficiales en la capa de rodadura que hacen que el tránsito vehicular sea menos seguro y confortable, aumentando a la vez los costos de operación.

En los pavimentos flexibles, donde la capa asfáltica se apoya directamente sobre la base compactada, se observan con frecuencia el agrietamiento por fatiga, producido por la aplicación repetida de cargas que supone el tráfico de vehículos pesados, principalmente. Para cualquier tipo de daño que manifiesten los pavimentos deben analizarse las siguientes causas probables:

- Diseño insuficiente de la superestructura.
- Inestabilidad de las obras de tierra.
- Deficiencias constructivas.
- Solicitaciones no previstas.
- Inadecuado mantenimiento.

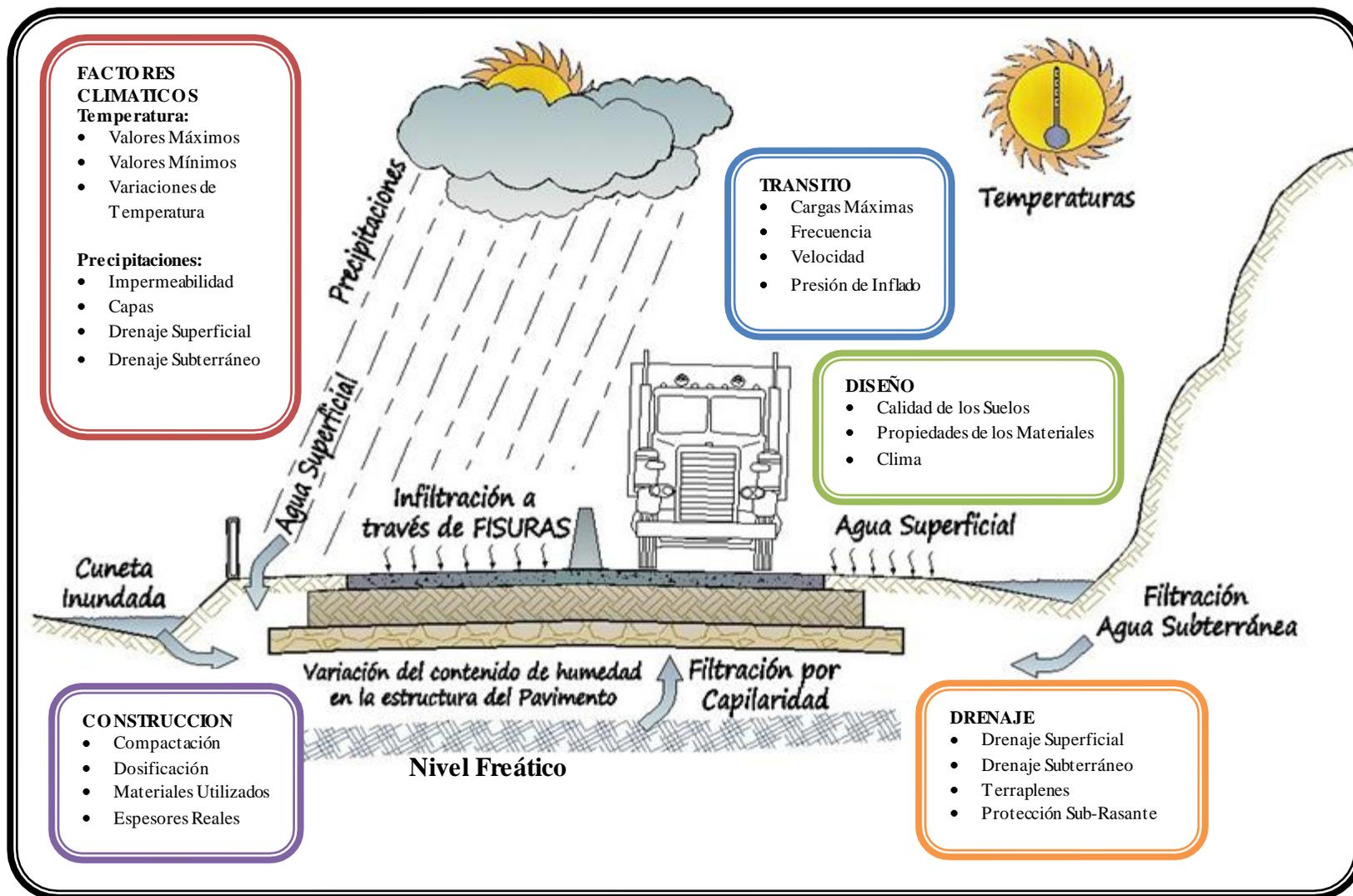


Figura 1.19.- Factores que influyen en el deterioro de los Pavimentos.

El **MANUAL CENTROAMERICANO DE MANTENIMIENTO DE CARRETERAS** en su TOMO III., describen una serie de deterioros de los pavimentos flexibles, los que serán objeto de estudio en esta investigación se denotan a continuación:

1.7.1. FISURAS Y GRIETAS.

1.7.1.1. FISURA TRANSVERSAL.

Fracturación de longitud variable que se extiende a través de la superficie del pavimento, formando un ángulo aproximadamente recto con el eje de la carretera. Puede afectar todo el ancho del carril como limitarse a los 0.60 m próximos al borde del pavimento. Las posibles causas pueden ser por contracción de la mezcla asfáltica por pérdida de flexibilidad, debido a un exceso de filler, envejecimiento asfáltico, etc. Particularmente ante la baja temperatura y gradientes térmicos importantes.

Figura 1.20.

Fisura Transversal.



1.7.1.2. FISURA LONGITUDINAL.

Fracturación que se extiende a través de la superficie del pavimento, paralelamente al eje de la carretera, pudiendo localizarse en las huellas de canalización de tránsito, en el eje o en los bordes del pavimento. La ubicación de la fisura es indicativa de la causa más probable. Las posibles causas incluyen:

- Defectuosa ejecución de las juntas longitudinales de construcción, al distribuir las mezclas asfálticas durante la construcción; ocurren en el eje y coincidencia con los carriles de distribución y ensanches.
- Contracción de la mezcla asfáltica por pérdida de flexibilidad, particularmente ante gradientes térmicos importantes.
- Deficiente confinamiento lateral, por falta de hombros y cordones o bordillos, que provocan un debilitamiento del pavimento en correspondencia con el borde. Estas, asociadas a las cargas del tránsito, ocurren a una distancia de 0.30 a 0.60 m del borde.

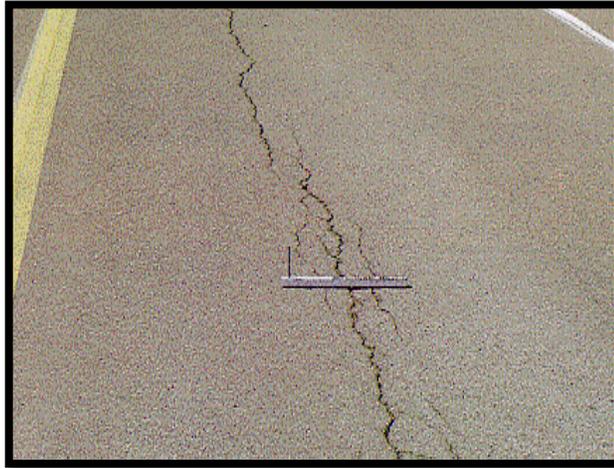


Figura 1.21.- Fisura Longitudinal.

1.7.1.3. FISURA DE PIEL DE COCODRILO.

Serie de fisuras interconectadas formando pequeños polígonos irregulares de ángulos agudos, generalmente con un diámetro promedio menor a 30.00 cm. El fisuramiento empieza en la parte inferior de las capas asfálticas, donde las tensiones y deformaciones por tracción alcanzan su valor máximo, cuando el pavimento es solicitado por una carga.

Las fisuras se propagan a la superficie, inicialmente, como una serie de fisuras longitudinales paralelas; luego por efecto de la repetición de las cargas del tránsito, evolucionan interconectándose y formando una malla cerrada, que asemeja el cuero de un cocodrilo. Ocurren necesariamente en áreas sometidas al tránsito, como las huellas de canalización del tránsito.

Si la base y la sub-base son débiles, el fisuramiento será acompañado por ahuellamientos. En su etapa final, el agrietamiento se transforma en bache. La misma sección del pavimento presentara fisuras y grietas de cocodrilo, ahuellamiento y baches.

Son causadas por la fatiga que sufren las capas asfálticas al ser sometidas a las cargas repetidas del tránsito. Por lo general, el fisuramiento indica que el pavimento ya no tiene capacidad estructural de sostener las cargas de tránsito y ha llegado al fin de su vida útil. El ligante por lo general ha envejecido y por ende ha perdido la flexibilidad de sostener cargas repetidas al tránsito sin agrietarse.



Figura 1.22.-Fisura Piel de Cocodrilo.

1.7.2. DESINTEGRACIÓN.

1.7.2.1. BACHE.

Desintegración total de la superficie de rodadura que puede extenderse a otras capas del pavimento, formando una cavidad de bordes y profundidades irregulares. Los baches se producen por conjunción de varias causas: fundaciones y capas inferiores inestables; espesores insuficientes; defectos constructivos; retención de agua en zonas hundidas y/o fisuradas. La acción abrasiva del tránsito sobre sectores localizados de mayor debilidad del pavimento y/o fundación, o sobre áreas en las que se han desarrollado fisuras tipo piel de cocodrilo, que han alcanzado un alto nivel de severidad, provoca la desintegración y posterior remoción de parte de la superficie del pavimento, originando un bache.



Figura 1.23.- Bache.

CAPITULO II

**“MODELOS DE DETERIORO DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA HDM-4”**

2.1. VISION GENERAL DE HDM-4

El Modelo HDM-4 es una importante herramienta de análisis para la evaluación técnica y económica de Inversiones en construcción y conservación de redes de carreteras. Sucesor reciente del HDM -III presenta importantes novedades y mejoras respecto a la versión anterior que le hacen aplicable a redes de carreteras de cualquier nivel de tráfico.

Se puede decir que es un modelo de simulación del comportamiento del ciclo de vida de las carreteras considerando todas las relaciones entre ésta, el ambiente y el tráfico dentro de una economía nacional o regional que determina la composición y la estructura de costos de las variables. El modelo realiza un análisis detallado con base en los datos suministrados por el usuario.

Este modelo es capaz de predecir la evolución del estado de diversos tipos de pavimentos, en función de una serie de condiciones y actividades que se esperan a lo largo del período de análisis, el cual es definido por el encargado del estudio.

La implementación del HDM-4 se da principalmente por las siguientes razones:

- La aparición de nuevas condiciones tanto en materia económica como técnica y la necesidad de incluir más factores que antes no se tomaban en cuenta (factores medioambientales, seguridad vial, efectos de la congestión de tráfico, etc.).

- La necesidad de jerarquizar las inversiones en proyectos carreteros, realizando una optimización de los recursos disponibles y previendo la influencia de condiciones futuras en su estado.
- Desarrollar una visión más amplia de la Gestión de Carreteras considerando funciones como: Planificación, Programación, Preparación y Operaciones.

2.1.1. OBJETIVO DEL MODELO HDM-4

El modelo HDM-4 tiene pues por objetivos, el incorporar el conocimiento presente hasta su tiempo de todos los estudios hechos acerca de conservación de carreteras con los programas anteriores, incorporar nuevos conocimientos derivados de investigaciones alrededor del mundo e incorporar nuevas tecnologías.

Básicamente se pueden definir cuatro áreas de alcance del modelo:

- **Presupuesto de los proyectos:** Obtención de presupuestos para la conservación, rehabilitación, mejora y nueva construcción, a través del análisis del ciclo de vida, de una propuesta de inversión en carreteras.
- **Programación de trabajos:** Preparación de programas de conservación y desarrollo de red de carreteras para varios años, que faciliten la preparación de presupuestos a mediano plazo.
- **Planeación estratégica:** Desarrollo de políticas, planes de distribución de recursos a largo plazo y planificación de redes de carreteras.

- **Software:** Un sistema fácil para el usuario, construido a partir de un conjunto de Módulos con la capacidad de cubrir un amplio espectro de datos y de niveles de destreza.

2.1.2. PAPEL DE HDM-4 EN LA GESTIÓN DE CARRETERAS

Al considerar las aplicaciones de HDM-4, es necesario contemplar el proceso de gestión de carreteras en cuanto a las siguientes funciones, las cuales se realiza como una secuencia de actividades conocidas como el ciclo de gestión, y estas son:

2.1.2.1. PLANIFICACIÓN

Comprende en el análisis de un sistema de carreteras en su conjunto, definiéndose presupuestos a medio y largo plazo o estratégicos, y estimándose gastos de desarrollo y conservación de carreteras bajo distintos escenarios presupuestarios. En la etapa de planificación, el sistema físico de carreteras normalmente se caracteriza por:

- Características de la red.
Agrupadas en varias categorías y definidas por parámetros como:
 - ✓ Clase o jerarquía de la carretera
 - ✓ Flujo/cargas/congestión de tráfico
 - ✓ Tipos de pavimento
 - ✓ Estado del pavimento
- Longitud de la carretera en cada categoría.
- Características del parque de vehículos que utiliza la red.

Los resultados del ejercicio de planificación son del máximo interés para quienes definen las políticas del sector, tanto en el ámbito político como en el profesional. Este trabajo lo suele realizar una unidad de planificación.

2.1.2.2. PROGRAMACIÓN.

Consiste en la preparación, bajo restricciones presupuestarias, de programas de gastos y obras de varios años, en los que se seleccionan y analizan tramos de la red que necesitarán conservación, mejora o nueva construcción. Debería realizarse un análisis de costos-beneficios para determinar la viabilidad económica de cada conjunto de las obras. En la fase de programación, la red de carreteras física se considera itinerario a itinerario, con cada uno de ellos caracterizado por tramos de pavimento homogéneos definida en términos de atributos físicos.

La actividad de programación produce estimaciones de gasto para cada año, bajo partidas presupuestarias definidas, para diferentes tipos de obras y para cada tramo de carreteras.

Los presupuestos suelen estar limitados, y uno de los aspectos clave de la programación es asignar prioridades a las obras para utilizar de forma óptima el presupuesto limitado. Las aplicaciones más típicas son la preparación de un presupuesto para un programa de obras anual o plurianual en una red o subred de carreteras.

Los profesionales de nivel directivo de una organización de carreteras son los que normalmente suelen realizar las actividades de programación, quizás con un departamento de planificación o conservación.

2.1.2.3. PREPARACIÓN.

Esta es la fase de planificación a corto plazo, donde los planes de carreteras aprobados se agrupan para realizarlos. También se refinan los diseños y se preparan con más detalle; se hacen listas de cantidades y costos detallados, junto con instrucciones para las obras y contratos.

También se puede realizar el análisis detallado de costos-beneficios para confirmar la viabilidad del esquema final. Entre las tareas de este tipo está la definición de las características de un refuerzo, la modificación del trazado, el ensanche de un tramo de carretera, la reconstrucción de un pavimento, etc.

Para estas actividades normalmente ya estarán aprobados los presupuestos. Las actividades de preparación las suelen realizar profesionales y técnicos de nivel medio de un departamento de diseño o implantación de una organización de carreteras y por el personal de contratación y compras.

2.1.2.4. OPERACIONES.

Estas actividades cubren la operación diaria de una organización. Las decisiones sobre la gestión de operaciones se suelen tomar de forma diaria o semanal, incluyendo la programación de las obras a realizar.

La supervisión en términos de mano de obra, equipos y materiales, el registro de las obras finalizadas y el uso de esta información para supervisión y control.

Las actividades se centran normalmente en tramos o subtramos individuales de una carretera, haciéndose frecuentemente las mediciones con un nivel bastante detallado. Las operaciones las suele dirigir personal sub-profesional, como supervisores, técnicos, encargados y otros.

A medida que el proceso de gestión pasa de la Planificación a operaciones, se verá que se producen cambios en los datos necesarios. El detalle de los datos comienza como un resumen muy general, pero pasando progresivamente al nivel de detalle. En la tabla 2.01 se presenta el cambio en los procesos de gestión.

Tabla 2.01
Cambio en los procesos de Gestión.

ACTIVIDAD	HORIZONTE TEMPORAL	PERSONAL RESPONSABLE	COBERTURA ESPACIAL	DETALLE DE LOS DATOS	MODO DE OPERACIÓN EN OPERADOR
Planificación	A largo plazo (estratégica)	Alta Dirección y nivel de políticas	Toda la red	Muy General/ Resumen	Automático
Programación	Medio plazo (táctica)	Profesionales de nivel medio	Red o Subred	↓	↓
Preparación	Año del presupuesto	Profesionales junior	Nivel de esquema/ tramos	↓	↓
Operaciones	Inmediato/ muy corto plazo	Técnicos/ sub-profesionales	Nivel de Esquema/ sub-tramos	Fino/ detallado	Interactivo

Fuente: Paterson y Scullion (1990); Paterson y Robinson (1991).

2.1.3. EL CICLO DE GESTIÓN

En muchas instituciones encargadas de la administración de carreteras, los presupuestos y programas de las obras se han preparado según una base histórica, donde el presupuesto de cada año se basa en el del año anterior, con un ajuste para la inflación. Para llevar a cabo cada una de estas cuatro funciones de gestión se recomienda un análisis integrado del sistema. El ciclo proporciona una serie de pasos bien definidos que ayudan a tomar las decisiones del proceso de gestión. El ciclo de gestión se realiza típicamente una vez al año o en un período presupuestario. En la figura 2.01 se presenta el ciclo de actividades que se realizan dentro de cada una de las funciones de gestión, y en la tabla 2.02 describe este concepto y proporciona el marco en el que HDM-4 satisface las necesidades de una organización de gestión de carreteras.

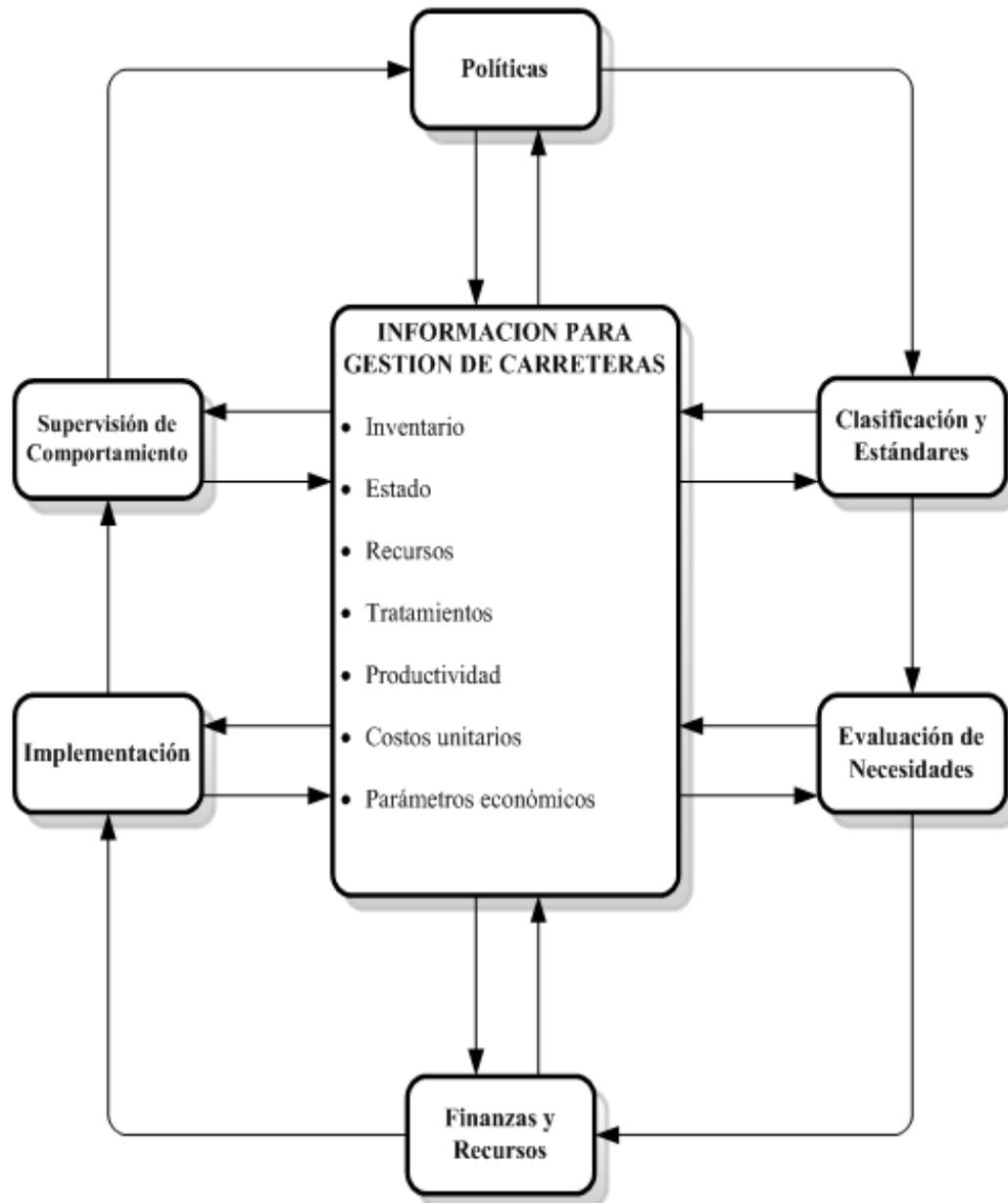


Figura 2.01.-Ciclo de Gestión de Carreteras

Fuente: Kerali, Paterson y Robinson (1998)

2.1.4. EL SISTEMA HDM-4

El funcionamiento del sistema se basa en las relaciones físicas y económicas derivadas de un extenso estudio sobre el deterioro de las carreteras, el efecto de la conservación de las mismas, los costos de operación de los vehículos, y en los siguientes modelos para el cálculo de las mejores alternativas de conservación y mejora de los distintos tramos de carretera evaluados en un determinado análisis. Estos modelos son:

- **Deterioro del pavimento (RD – Road Deterioration):** Este modelo prevé cuál va a ser el deterioro del pavimento, en función del tráfico y del estado actual.
- **Efectos de las obras de reparación (WE - Work Effects):** Este modelo simula los efectos de las obras en el estado del pavimento y determina los costos correspondientes.
- **Efectos para los usuarios de la carretera (RUE – Road User Effects):** Mediante este modelo se determinan los costos de operación de los vehículos, accidentes y tiempo de viaje.
- **Efectos socioeconómicos y medioambientales (SEE - Social and Environment Effects):** Determina los efectos de las emisiones de los vehículos y el consumo de energía.

El modelo que trabaja con el deterioro de pavimentos es el de deterioro del pavimento y efectos de las obras de reparación (RDWE) y lo hace por medio de los modelos empíricos y mecanicistas y se basan en parámetros que son difíciles de cuantificar en el terreno de trabajo.

Una vez construidos los pavimentos, las carreteras se deterioran generalmente por los siguientes factores:

- Cargas del tránsito.
- Factores medioambientales.
- Efectos de sistemas de drenaje inadecuados

La tasa de deterioro del pavimento está directamente afectada por los estándares de conservación aplicados para reparar defectos en la superficie de rodamiento, como grietas, desprendimiento de agregados, baches, etc., o para conservar la integridad estructural del pavimento (tratamientos superficiales, refuerzos , etc.), permitiendo así que la carretera soporte el tráfico para el que ha sido diseñada. Las condiciones generales del pavimento a largo plazo dependen de los estándares de conservación o mejora aplicados a la carretera.

2.1.5. APLICACIONES HDM-4

El modelo HDM4 utiliza aplicaciones que pueden ser adaptadas para las diferentes funciones de la gestión de carreteras. En esta parte es cuando se elige la alternativa base y los diferentes tramos a evaluar. Se pueden elegir diferentes sub-tramos para cada análisis que ya contienen toda la información necesaria. Estas aplicaciones son:

2.1.5.1. ANÁLISIS DE ESTRATEGIA.

El concepto de la planificación estratégica de gastos en redes de carreteras a medio y largo plazo exige que la organización tenga en cuenta las necesidades de toda su red de carreteras o subredes. Ejemplos de redes de carreteras son las redes de carreteras principales, de carreteras rurales, de vías urbanas (o municipales), etc. Como ejemplo de subredes están todas las autopistas (o autovías), todo tipo de carreteras pavimentadas (o sin pavimentar), etc.

Para predecir las necesidades a medio y largo plazo de toda una red o subred de carreteras, HDM-4 aplica el concepto de una matriz de red de carreteras que comprende las categorías de la red definidas en función de los atributos clave que más influyen en el comportamiento del pavimento y en los costos de los usuarios. Aunque es posible crear modelos de tramos parciales de carreteras, en la aplicación del análisis estratégico, teniendo en cuenta que la mayoría de las administraciones suelen ser responsables de varios miles de kilómetros, resulta muy laborioso modelar individualmente cada segmento de carretera.

Las instituciones encargadas de la administración de las carreteras pueden definir la matriz de la red de carreteras de forma que represente los factores más importantes que afectan a los costos de transporte en el país. Una matriz típica de red de carreteras se podría clasificar en función de lo siguiente:

- Volumen de tráfico o carga
- Tipos de pavimentos

- Estado del pavimento
- Zonas medioambientales o climáticas
- Clasificación funcional (si es necesaria).

2.1.5.2. ANÁLISIS DE PROGRAMA.

Trata principalmente sobre la asignación de prioridades a una larga lista definida de proyectos de carreteras candidatos para un programa de obras de uno o más años bajo restricciones presupuestarias definidas. Es esencial tener en cuenta que aquí tratamos con una larga lista de proyectos, seleccionados como segmentos discretos de una red. Hay que tener en cuenta que la diferencia entre análisis de estrategias y análisis de programa es la forma en que los itinerarios y tramos de carreteras se identifican físicamente. El análisis del programa trata de itinerarios y tramos individuales que son unidades físicas únicas identificables en la red de carreteras mediante el análisis. En el análisis de estrategias, el sistema de carreteras básicamente pierde sus características individuales de enlaces y tramos, agrupándose todos los segmentos de similares características en las categorías de la matriz de la red de carreteras.

Tanto para el análisis de estrategias como para el de programa, el problema se puede plantear como la búsqueda de aquella combinación de alternativas de tratamiento en varios tramos de la red que optimiza una función objetivo bajo una restricción presupuestaria. La aplicación de análisis de programa de HDM-4 se puede usar para preparar un programa para varios años, sujeto a recursos limitados.

2.1.5.3. ANÁLISIS DE PROYECTO

El análisis de proyecto tiene relación con la evaluación de uno o más proyectos de carreteras u opciones de inversión. La aplicación analiza un itinerario o tramo de carretera con los tratamientos seleccionados por el usuario, con los costos y beneficios asociados, proyectados anualmente a lo largo del período del análisis. Los indicadores económicos vienen determinados por las diferentes opciones de inversión. Se puede usar el análisis de proyecto para estimar la viabilidad económica o técnica de los proyectos de inversión en carreteras, considerando lo siguiente:

- Comportamiento estructural de los pavimentos.
- Previsiones de ciclo de vida del deterioro de la carretera, efectos y costos.
- Costos y beneficios de los usuarios.
- Comparaciones económicas de las alternativas al proyecto.

Los proyectos de análisis típicos incluyen:

- La conservación y rehabilitación de carreteras existentes.
- Modelos de ampliación en ancho y mejoras geométricas.
- Mejora de pavimentos y nueva construcción.

2.2. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE DETERIORO DE HDM-4 PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los modelos de deterioros del HDM-4 para pavimentos flexibles se clasifican como modelos de incrementos, el cual calculan el cambio en la magnitud con respecto a un valor inicial. En términos generales, predicen el cambio en la condición del pavimento a lo largo de un cierto incremento de tiempo como función de la condición actual del pavimento, de sus características estructurales y de las solicitaciones externas (tránsito y condiciones climáticas). De manera que se obtengan resultados para planificar adecuadamente y llevar a cabo conservaciones, monitoreando posteriormente los niveles de serviciabilidad resultantes y la progresión en el tiempo de dichas actividades. Estos modelos utilizan variantes de los modelos específicos en la estimación de cada tipo de daño, o se modifican los coeficientes de los mismos.

El HDM-4 clasifica los pavimentos asfálticos en función del tipo de superficie y del tipo de base, tal como se muestra en la Tabla 2.03.:

Tabla 2.03

Clasificación de los pavimentos asfálticos en el HDM-4

TIPO DE PAVIMENTO	TIPO DE SUPERFICIE	TIPO DE BASE	DESCRIPCION
AMGB	AM	GB	Mezcla asfáltica sobre base granular
AMAB		AB	Mezcla asfáltica sobre base asfáltica
AMSB		SB	Mezcla asfáltica sobre base estabilizada
AMAP		AP	Mezcla asfáltica sobre pavimento asfáltico
STGB	ST	GB	Tratamiento superficial sobre base granular
STAB		AB	Tratamiento superficial sobre base asfáltica
STSB		SB	Tratamiento superficial sobre base estabilizada
STAP		AP	Tratamiento superficial sobre pavimento asfáltico

En la actualidad, no existen valores de coeficientes para diferenciar entre el desempeño de las diferentes materiales de la base, así que todos los materiales de un determinado tipo de base se les asigna el mismo valor de coeficientes. Cada combinación de superficie y material de base resulta un determinado valor de coeficiente asociado con el pavimento.

2.2.1. TIPOS DE DETERIORO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE QUE CONSIDERA EL HDM-4.

El HDM-4 modela ocho tipos de deterioros en los pavimentos flexibles, estos son:

- Agrietamiento
- Desintegración de Agregados
- Baches
- Rotura de bordes
- Ahuellamiento
- Rugosidad
- Profundidad de textura
- Resistencia al deslizamiento

Estos deterioros se pueden considerar en las tres categorías siguientes:

- Deterioros superficiales
- Deterioros relacionados con la deformación del pavimento
- Deterioros relacionados con la textura superficial

Cada uno de ellos se caracterizan por una o dos fases denominadas fase de inicio y progresión. La fase de inicio se refiere al lapso de tiempo previo al desarrollo de un determinado tipo de deterioro. La fase de progresión comprende el periodo durante el cual se incrementa el área afectada y la magnitud del deterioro.

La aplicación de los modelos de deterioro incluye, también, una estimación de la pérdida de capacidad estructural del pavimento en el tiempo y del deterioro del drenaje.

2.2.1.1. DETERIOROS SUPERFICIALES

En estos deterioros se consideran:

- Agrietamiento
- Desprendimientos
- Baches
- Rotura de borde

Los tres primeros deterioros se modelan considerando ecuaciones de inicio y de progresión. La rotura de borde se modela considerando únicamente la fase de progresión.

2.2.1.2. DETERIOROS RELACIONADOS CON LA DEFORMACIÓN DEL PAVIMENTO

En el HDM-4, la deformación de la estructura del pavimento se modela con:

- Ahuellamiento
- Irregularidad

Se considera que este tipo de deterioros varían en forma continua, por lo que sólo se modelan mediante ecuaciones de progresión.

2.2.1.3. DETERIOROS RELACIONADOS CON LA TEXTURA SUPERFICIAL

Están relacionados con la capacidad del pavimento para evitar el deslizamiento de vehículos, particularmente en presencia de agua sobre la superficie.

El HDM-4 modela cada uno de los deterioros anteriores en forma separada, sin embargo, en última instancia, combina los resultados para obtener un pronóstico de la irregularidad del pavimento. En la Figura 2.02 se muestran como es la interacción entre los modelos utilizados para predecir los tipos de deterioro considerados.

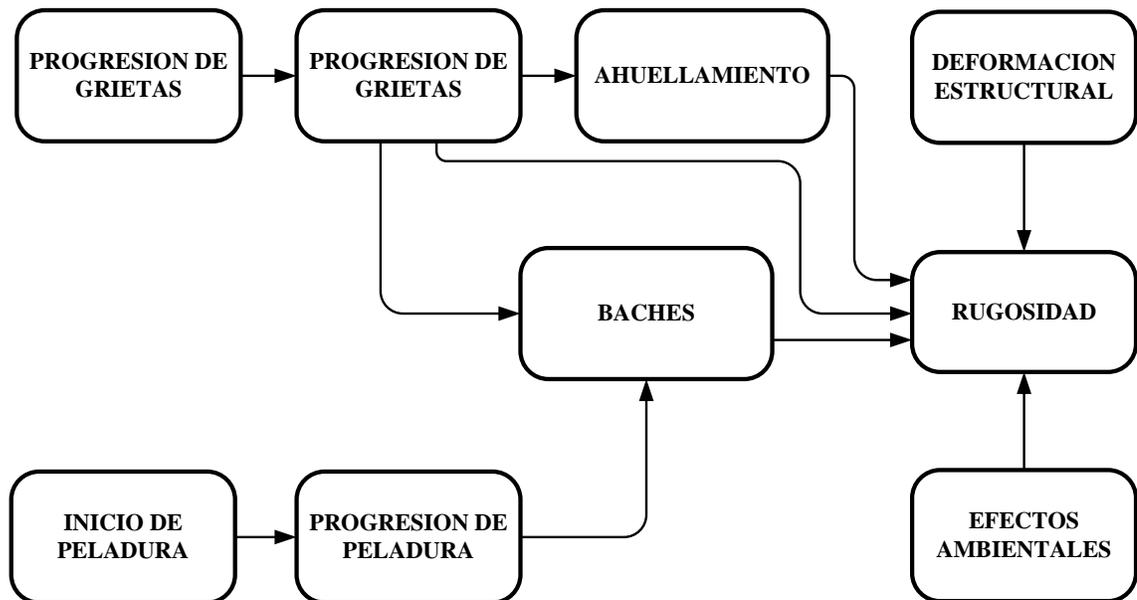


Figura 2.02.-Interacción entre los modelos de deterioro de HDM-4 para pavimentos flexibles.

2.2.2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LOS DETERIOROS

El HDM-4 calcula el deterioro de pavimentos sobre una base anual, antes de analizar los efectos de las acciones de conservación y mejoramiento propuestas por el usuario. En términos generales, la estimación de afectación anual puede expresarse mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Condición}_b = \text{Condición}_a + \Delta\text{Condición} \quad (\text{Ec. 2.01})$$

$$\text{Condición}_{\text{prom}} = 0.5 * \text{Condición}_a + \text{Condición}_b \quad (\text{Ec. 2.02})$$

Donde:

- Condición_b** : Condición al final del año de análisis.
- Condición_a** : Condición al inicio del año de análisis.
- Δcondición** : Cambio de la condición en el año de análisis.
- Condición_{prom}** : Condición promedio en el año de análisis.

El procedimiento de cálculo involucrado en la predicción del deterioro puede dividirse en las siguientes fases:

- a) Cálculo de la capacidad estructural del pavimento
- b) Evaluación del cambio en los deterioros superficiales
- c) Obtención del área dañada
- d) Cálculo del cambio en la profundidad de Ahuellamiento
- e) Obtención del IRI al final del año.

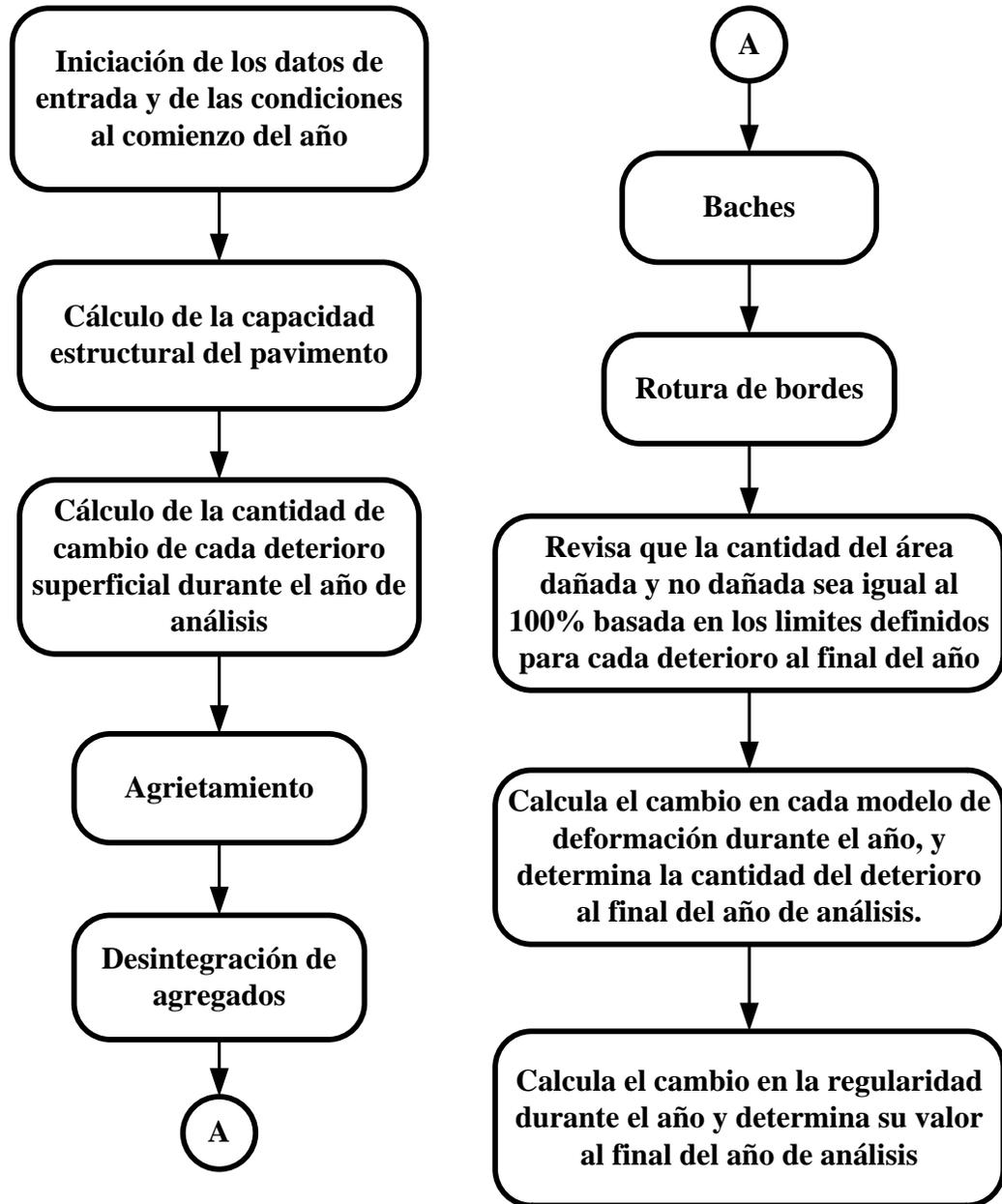


Figura 2.03.-Procedimiento de cálculo para la predicción del deterioro.

Debido a que esta investigación está enfocada en los modelos de deterioro para grietas y baches, solo se detallarán los modelos que afecten a los mencionados.

2.2.3. CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

La resistencia del pavimento se basa en el concepto del número estructural, (SNP), el cual se ha derivado del número estructural modificado. En el número estructural, cada capa tiene un aporte de resistencia al pavimento; la resistencia disminuye mientras más inferior sea la capa.

El número estructural en el HDM-4 se calcula de la siguiente manera:

$$\text{SNP}_s = \text{SNBASU}_s + \text{SNSUBA}_s + \text{SNSUBG}_s \quad (\text{Ec. 2.03})$$

$$\text{SNBASU}_s = 0.0394 \sum_{i=1}^n a_{is} h_i \quad (\text{Ec. 2.04})$$

$$\text{SNSUBA}_s = 0.0394 \sum_{i=1}^n a_{js} \left[\frac{b_0 e^{-b_3 Z_j}}{-b_3} + \frac{b_1 e^{-b_1 + b_3 Z_j}}{b_1 + b_3} - \frac{b_0 e^{(-b_3 Z_{j-1})}}{-b_3} + \frac{b_1 e^{(-b_1 + b_3 Z_{j-1})}}{(b_1 + b_3)} \right] \quad (\text{Ec. 2.05})$$

$$\text{SNSUBG}_s = b_0 - b_1 e^{-b_1 Z_m} e^{(-b_3 Z_m)} \left[\frac{3.51 \log_{10} \text{CBR}_s}{0.85 \log_{10} \text{CBR}_s^2} - 1.43 \right] \quad (\text{Ec. 2.06})$$

La ecuación anterior predice los valores negativos para la contribución de la plataforma de base debajo de $\text{CBR} = 3.00\%$.

Donde:

SNP_s	: Número estructural ajustado en la estación s. ³
SNBASU_s	: Contribución de la capa superficial y de base para la estación s.
SNSUBA_s	: Contribución de la sub-base, o de distintas capas de relleno seleccionadas para la estación s.
SNSUB_{CS}	: Contribución del terreno natural para la estación s.
N	: Número de capas de base y superficiales (i = 1,2,..., n).
a_{is}	: Coeficientes de capa i de base o superficial para la estación s.
H_i	: Espesor de la capa i de base o superficial (mm).
m	: Número de capas de sub-base y de relleno seleccionadas (j= 1,2,...,n).
z	: Profundidad medida en la parte más alta de la sub-base (mm).
z_j	: Profundidad a la parte más baja de la capa j (z ₀ =0).
CBR_s	: VRS del terreno natural in situ para la estación s.
a_{js}	: Coeficiente de capa para sub-base, o seleccionada de relleno en la estación s.
b₀, b₁, b₂, b₃	: Coeficientes del modelo.

En las Tablas 2.04 y 2.05 se muestra los Coeficientes de resistencia de las capas de pavimento (base o superficial, sub-base) y los Coeficientes de número estructural ajustados al modelo.

³ El sistema considera dos estaciones: seca y húmeda.

Tabla 2.04
Coefficientes de Resistencia de las capas de pavimento.

CAPA	TIPO DE CAPA	CONDICION	COEFICIENTE
Superficie	ST	Usualmente 0-2	$a_1 = 0.20$ a 0.40
	AM	$h_i < 30$ mm, baja estabilidad y mezclas en frío	$a_1 = 0.20$
		$h_i > 30$ mm, MR30 = 1500 MPa	$a_1 = 0.30$
		$h_i > 30$ mm, MR30 = 2500 MPa	$a_1 = 0.40$
		$h_i > 30$ mm, MR30 = 4500 MPa	$a_1 = 0.45$
Base	GB	Por defecto	$a_1 = (29.14 \text{ CBR}^{-0.1977} \text{ CBR}^2 + 0.00045 \text{ CBR}^3) 10^{-4}$
		CBR > 70, sub-base cementada	$a_1 = (29.14 \text{ CBR}^{-0.1977} \text{ CBR}^2 + 0.00045 \text{ CBR}^3) 10^{-5}$
		CBR < 60, Max carga de eje 80 K	$a_1 = 0$
	AB, AP	Agregado de granulometría gruesa con alta dureza	$a_1 = 32$
	SB	Cal o cemento	$a_1 = 0.075 + 0.039 \text{ UCS} - 0.00088 (\text{UCS})^2$
Sub-base		Granular	$a_1 = -0.075 + 0.184 (\log_{10} \text{ CBR}) - 0.0444 (\log_{10} \text{ UCS})^2$
		Cementado UCS > 0.7 MPa	$a_1 = 0.14$

Nota:

- La tabla reproduce la información de la fuente, a excepción del coeficiente granular de la base inferior.
- Si el usuario obtiene un valor de CBR para una capa estabilizada (cal o cemento), el coeficiente granular correspondiente debe ser utilizado.
- La fuerza compresiva sin límites (UCS) obtenida en el MPa en 14 días.
- MR30 es el módulo resistente por la prueba indirecta de tensión a 30°C.

Tabla 2.05
Coefficientes de Número Estructural ajustados al modelo.

TIPO DE PAVIMENTO	b₀	b₁	b₂	b₃
Todos los pavimentos	1.6	0.6	0.008	0.00207

A fin de considerar las variaciones en la resistencia del pavimento provocadas por cambios estacionales, el HDM-4 toma en cuenta en los modelos de deterioro tanto factores climáticos como el estado del drenaje. Como parámetro representativo de la capacidad estructural del pavimento se utiliza la resistencia anual promedio, la cual se estima a partir de los valores correspondientes a las estaciones seca y húmeda, como se indica a continuación:

$$\mathbf{SNP} = \mathbf{F_S SNP_d} \quad (\text{Ec. 2.07})$$

$$\mathbf{f_S} = \frac{\mathbf{f}}{\mathbf{1 + d + d(f^p)^{\frac{1}{p}}}} \quad (\text{Ec. 2.08})$$

Donde:

SNP : Número estructural ajustado promedio anual.

SNP_d : Número estructural en la estación seca.

f : Relación entre el número estructural de la estación húmeda y la seca.

d : Duración de la estación seca como parte del año.

p : Exponente del número estructural

(Depende del modelo que se utilice: inicio del agrietamiento, deformación estructural, etc.).

Tabla 2.06
Valores del exponente del número estructural (p)

DETERIORO	MODELO	p
Grietas	Iniciación de grietas estructurales	2
Ahuellamiento	Densidad inicial	0.5
	Deformación estructural	1
Rugosidad IRI	Componente estructural	5

Cuando se conoce únicamente el valor del número estructural de una estación, el HDM-4 utiliza la siguiente ecuación para calcular la relación entre el SNP de la estación seca y la de la estación húmeda; esta expresión se aplica para cada año del periodo de análisis, tomando en cuenta factores como precipitación, estado del drenaje y agrietamiento:

$$f = K_f \left(1 - \frac{1 - e^{-a_1 \text{MMP}}}{a_1} \right) \left(1 + a_2 \text{DF}_a \right) \left(1 + a_3 \text{ACRA}_a + a_4 \text{APOT}_a \right) \quad (\text{Ec. 2.09})$$

Donde:

f : Relación entre el número estructural de la estación húmeda y la seca.

MMP : Precipitación media mensual.

DF_a : Factor del drenaje al inicio del año.

ACRA_a : Área total de agrietamiento al inicio del año de análisis.

K_f : Factor de calibración.

a₁, a₂, a₃, a₄ : Coeficientes.

Tabla 2.07
Valores de coeficientes por defecto.

COEFICIENTE	a_0	a_1	a_2	a_3	a_4
Valor por defecto	- 0.01	10	0.25	0.02	0.05

El factor de drenaje, DF, representa la condición del drenaje; dentro del software, este factor se introduce mediante valores cualitativos (excelente, bueno, regular, etc.), en función de los cuales se selecciona un valor apropiado para DF. Este factor también depende del tipo de dren más común en el tramo analizado.

Tabla 2.08
Clasificación y Factor de Drenaje HDM-4

TIPO DE DRENAJE	CONDICION DE DRENAJE				
	Excelente	Bueno	Regular	Pobre	Muy pobre
	FD máx.				FD min
Alineado y Vinculado	1	0.75	0.5	0.25	3
Superficie Revestida	1	0.75	0.5	0.25	3
Forma de V - Fuerte	1	0.75	0.5	0.25	4
Forma de V - Suave	1.5	1.125	0.75	0.375	5
Poco Profundo - Fuerte	2	1.5	1	0.5	5
Poco Profundo - Suave	2	1.5	1	0.5	5
Sin Drenaje - Pero Requerido	3	2.25	1.5	0.75	5
sin Drenaje - No Requerido	1	0.75	0.5	0.25	1

El coeficiente de vida de drenaje se ha expresado como una función del terreno. El valor por defecto propuesto de los coeficientes a_0 y a_1 se dan en la tabla 2.09 para las categorías climáticas clasificados por la humedad.

Tabla 2.09
Coefficiente de Vida de Drenaje según el tipo de Clima

COEFICIENTES DE VIDA DE DRENAJE										
TIPO DE CLIMA	Árido		Semi - Árido		Sub - Húmedo		Húmedo		Per-húmedo	
DRENAJE	a₀	a₁								
Alineado y Vinculado	20	-0.0033	20	-0.0033	13	-0.0031	6	-0.0022	5	-0.0027
Superficie Revestida	20	-0.0033	15	-0.0031	8	-0.0017	5	-0.0027	4	-0.0033
Forma de V - Fuerte	20	-0.0033	15	-0.0031	10	-0.0027	6	-0.0022	4	-0.0033
Forma de V - Suave	15	-0.0031	8	-0.0033	6	-0.0022	5	-0.0027	4	-0.0033
Poco Profundo - Fuerte	15	-0.0031	6	-0.0022	5	-0.0027	4	-0.0033	3	-0.0022
Poco Profundo - Suave	10	-0.0033	5	-0.0027	4	-0.0033	3	-0.0022	3	-0.0033
Sin Drenaje - Pero Requerido	3.5	-0.0029	2.5	-0.0027	2	-0.0033	1.5	-0.0044	1.5	-0.0044
Sin Drenaje - No Requerido	50	0	50	0	50	0	50	0	50	0

La capacidad estructural del pavimento también puede definirse en el programa a través de valores de deflexión medidos con Viga Benkelman o con Deflectómetro de Impacto.

El HDM-4 utiliza la siguiente expresión para calcular el valor del número estructural a través de la medición de la deflexión.

$$\text{SNP}_5 = 3.2 \text{ DEF}_5^{-0.63} + \text{dSNPK} \quad \text{Para bases no estabilizadas} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$\text{SNP}_5 = 2.2 \text{ DEF}_5^{-0.63} + \text{dSNPK} \quad \text{Para bases estabilizadas} \quad (\text{Ec. 2.11})$$

Donde:

SNP_s : Número estructural ajustado en la estación s .

DEF_s : Deflexión de la viga Benkelman bajo una carga de 80 kN, con una presión de llanta de 520 kPa, y una temperatura promedio del asfalto de 30°C para la estación s .

Cuando se desea usar el valor de la deflexión medida con el Deflectómetro de Impacto el HDM-4 utiliza la misma ecuación anterior pero con el dato medido en el centro del deflectómetro a 700 KPa. Este valor se considera equivalente a la deflexión medida con Viga Benkelman.

2.2.4. MODELO DE AGRIETAMIENTO

Es uno de los deterioros más importantes en los pavimentos asfálticos. La fatiga y el envejecimiento son dos de los principales factores que contribuyen a la generación de este tipo de afectación. La propagación del agrietamiento puede acelerarse debido al envejecimiento y al ingreso de agua en las grietas ya producidas; lo cual se traduce también en un deterioro de las capas subyacentes.

El análisis del agrietamiento está conformado por dos etapas: la de inicio y la de progresión; además, considera dos tipos de agrietamiento:

- Agrietamiento estructural
- Agrietamiento transversal por temperatura.

El agrietamiento estructural se subdivide en el llamado agrietamiento total, y el agrietamiento ancho. El primero, se refiere a la totalidad del agrietamiento estructural, independientemente de su magnitud. El agrietamiento ancho, sólo considera grietas mayores de 3.00 mm.

El agrietamiento transversal por temperatura es debido a cambios de congelamiento y deshielo, condiciones que no se presentan en ninguna zona de nuestro país, por lo que se excluyen del análisis de los modelos de deterioro. En el caso en que no exista una carpeta colocada previamente y para bases no estabilizadas, el HDM-4 utiliza la siguiente ecuación para calcular el inicio del deterioro.

2.2.4.1. INICIO DEL AGRIETAMIENTO TOTAL

El inicio del agrietamiento total se produce cuando el 0.5% de la superficie está agrietada. La iniciación de todas las grietas estructurales depende de la base:

- **Para bases estabilizadas**

Si **HSOLD = 0**: (caso de superficie original)

$$ICA = K_{1G} CDS^2 a_0 \exp \left(\frac{a_1 HSE + a_2 \log_e CMOD \dots}{+ a_3 \log_e DEF + a_4 (YE4)(DEF)} \right) + CRT \quad (Ec. 2.12)$$

Si **HSOLD** >0: (caso de recapado o resellado)

$$ICA = K_{IC} CDS^2 + \frac{0.8KA + 0.2KW}{1 - KA} \frac{1 + 0.1HSE}{1 - KW} \exp \left[a_1 HSE + a_2 \log_e CMOD + \dots + CRT \right] + CRT \quad (Ec. 2.13)$$

$$a_3 \log_e DEF + a_4 YE4 DEF$$

- Para bases no estabilizadas

Si **HSOLD** = 0: (caso de superficie original)

$$ICA = K_{IC} CDS^2 a_0 \exp \left[a_1 SNP + a_2 \frac{YE4}{SNP^I} \right] + CRT \quad (Ec. 2.14)$$

2.2.4.2. INICIO DEL AGRIETAMIENTO ANCHO.

2.2.4.3.

$$ICW = K_{ICA} MAX \left[a_0 + a_1 ICA + a_2 ICA \right] \quad (Ec. 2.15)$$

Donde:

- ICA** : Tiempo en años para el inicio del agrietamiento total.
- ICW** : Tiempo en años para el inicio del agrietamiento ancho.
- CDS** : Indicador de defectos de la construcción para superficies asfálticas.
- YE4** : Número anual de ejes equivalentes.
- SNP** : Número estructural promedio.
- HSOLD** : Espesor total de la superficie anterior a las capas subyacentes.
- DEF** : Deflexión de la Viga Benkelman en mm.

- CMOD** : Módulo de Resiliencia del suelo-cemento (GPa) (en el rango comprendido entre 0 y 30 GPa para mayoría de los suelos).
- KA** : $\text{MIN} [0.05 \text{ MAX} (\text{ACA}_a - 10, 0), 1]$.
- KW** : $\text{MIN} [0.05 \text{ MAX} (\text{ACW}_a - 10, 0), 1]$.
- HSE** : $\text{MIN} [100, \text{HSNEW} + (1 - \text{KW}) \text{HSOLD}]$.
- CRT** : Retardo en la aparición de grietas debido al mantenimiento.
- K_{IG}** : Factor de calibración para el inicio de todas las grietas estructurales.
- K_{IGA}** : Factor de calibración para el inicio de grietas estructurales anchas.
- a₀, a₁, a₂, a₃, a₄** : Coeficientes de los pavimentos flexibles.

Los valores por defecto propuestos de los coeficientes a_0 a a_2 para el inicio de grietas anchas se presentan en la tabla 2.10, y los de a_0 a a_4 para el inicio de grietas estructurales totales aparecen en la tabla 2.11.

Tabla 2.10
Valores de Coeficiente por defecto para el inicio de grietas estructurales anchas.

TIPO DE PAVIMENTO	MATERIAL DE SUPERFICIE	VALOR HSOLD	a₀	a₁	a₂
AMGB	Todos	= 0	2.46	0.93	0
	Todos excepto mezcla en frio	> 0	2.04	0.98	0
	Mezcla en frio	> 0	0.70	1.65	0
AMAB	Todos	= 0	2.46	0.93	0
		> 0	2.04	0.98	0
AMAP	Todos	> 0	2.04	0.98	0
AMSB	Todos	= 0	1.46	0.98	0
		> 0	0	1.78	0
STGB	Todos	= 0	2.66	0.88	1.16
	Todos excepto Slurry seal y	> 0	1.85	1.00	0
	Cape seal				
	Slurry seal, Cape seal	> 0	0.70	1.65	0
STAB	Todos	= 0	2.66	0.88	1.16

Tabla 2.11

Valores de coeficientes por defecto para el inicio de grietas estructurales totales.

TIPO DE PAVIMENTO	MATERIAL DE SUPERFICIE	VALOR HSOLD	Equ ⁿ	a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄
AMGB	Todos	= 0	5.3	4.21	0.14	-17.1		
	Todos excepto mezcla en frio	> 0	5.4	4.21	0.14	-17.1	30	0.025
	Mezcla en frio	> 0	5.5	13.2	0	-20.7	20	1.4
AMAB	Todos	= 0	5.3	4.21	0.14	-17.1		
		> 0	5.4	4.21	0.14	-17.1	30	0.025
AMAP	Todos	> 0	5.4	4.21	0.14	-17.1	30	0.025
AMSB	Todos	= 0	5.1	1.12	0.035	0.371	- 0.418	-2.87
		> 0	5.2	1.12	0.035	0.371	- 0.418	-2.87
STGB	Todos	= 0	5.3	13.2	0	-20.7		
	Todos excepto Slurry seal y Cape seal	> 0	5.4	13.2	0	-20.7	20	0.22
	Slurry seal, Cape seal	> 0	5.5	13.2	0	-20.7	20	1.4
STAB	Todos	= 0	5.3	13.2	0	-20.7		
	Todos excepto Slurry seal y Cape seal	> 0	5.4	4.21	0.14	-17.1	20	0.12
	Slurry seal, Cape seal	> 0	5.4	4.21	0.14	-17.1	30	0.025
STAP	Todo	> 0	5.4	4.21	0.14	-17.1	20	0.12
STSB	Todo	= 0	5.1	1.12	0.035	0.371	- 0.418	-2.87
		> 0	5.2	1.12	0.035	0.371	- 0.418	-2.87

2.2.4.4. CALIDAD DE CONSTRUCCION (CDS Y CDB)

Una calidad pobre de construcción resulta de una mayor variabilidad en las propiedades del material y el rendimiento. HDM-4 no brinda un método de modelación de las proporciones de la carretera que se clasifican como buenos, regulares y malas, así que sólo un nivel promedio de defectos de construcción suele ser incluidos. Los indicadores de defectos de la construcción (CDS y el CDB) son utilizados en los modelos de deterioro.

El CDS es un factor que indica el nivel general de contenido de ligante y la rigidez en relación con el diseño de materiales óptimos para la mezcla bituminosa especificada. Se utiliza como un indicador para ilustrar si un revestimiento bituminoso es propenso a agrietarse y desprenderse (bajo valor de CDS), o propenso a la formación de ahuellamiento a través de la deformación plástica (alto valor del CDS).

El CDS es una variable continua, por lo general varía entre 0,5 y 1,5 como se muestra en la tabla 2.12.

Tabla 2.12

Selección del Indicador de defectos de construcción para superficies bituminosas.

CONDICION DE SUPERFICIE		CDS
Seco (Fragil)	Nominalmente el 10% por debajo del diseño óptimo de contenido de ligante.	0.5
Normal	Óptimo contenido de ligante	1.0
Excelente (Suave)	Nominalmente el 10% por encima del diseño óptimo de contenido de ligante	1.5

Si esto no se especifica en la condición, se supone que tiene buena calidad de la construcción, se establece con el valor CDS de 1.0. Para los baches, se utiliza el indicador de defectos de construcción de la base (CDB). El CDB es una variable continua que oscila entre 0 (ausencia de defectos de construcción) y 1,5 (varios defectos). El tipo de defectos que deben ser considerados en la selección del valor de CDB se presentan a continuación:

Tabla 2.13
Selección del Indicador de defectos de construcción de la base.

DEFECTO DE CONSTRUCCION	CDB
Material de Graduación Pobre	0.5
Forma Pobre del Agregado	0.5
Compactación Pobre	0.5

2.2.4.5. RETARDO EN LA APARICIÓN DE GRIETAS DEBIDO AL MANTENIMIENTO (CRT).

El tratamiento preventivo tiene el efecto de retrasar el inicio del agrietamiento. Este efecto es considerado en el modelo a través del cambio en el tiempo de retraso del agrietamiento debido al mantenimiento. El tiempo de retraso de grietas después del tratamiento preventivo se restablece de la siguiente manera:

$$\text{CRT} = \text{MIN } \text{CRT}_{\text{bw}} + \frac{\text{CRM}}{\text{YXK}}, \frac{\text{CRTMAX}}{\text{YXK}}, 8 \quad (\text{Ec. 2.16})$$

$$\text{YXK} = \text{MAX}(0.1, \text{YAX}) \quad (\text{Ec. 2.17})$$

Donde:

- CRT** : Tiempo de retraso en la aparición de grietas después del tratamiento preventivo (años).
- CRT_{bw}** : Tiempo de retraso en la aparición de grietas antes del tratamiento preventivo (años).
- CRM** : Cambio en el tiempo de retraso de agrietamiento debido a un tratamiento preventivo.
- CRTMAX** : Límite máximo en el valor del tiempo de retraso en la aparición de grietas.
- YAX** : Número anual de ejes de todos los vehículos motorizados (millón por carril).

Los valores por defecto de CRM y CRTMAX, para el rejuvenecimiento y “Fog Sealing” se presentan en las tablas 2.14 y 2.15, respectivamente.

Tabla 2.14
Parámetros para el Rejuvenecimiento.

TIPO DE PAVIMENTO	MATERIAL DE LA SUPERFICIE	VALOR HSOLD	CRM	CRTMAX
AMGB	Todos	0	1.5	3.0
	Todos excepto CM	>0	1.5	3.0
	CM	>0	0.75	1.5
AMAB	Todos		1.5	3.0
AMAP	Todos		1.5	3.0
AMSB	Todos		1.5	3.0
STGB	Todos	0	3.0	6.0
		>0	1.5	3.0
STAB	Todos	0	1.5	3.0
STAP	Todos		1.5	3.0
STSB	Todos		1.5	3.0

Tabla 2.15
Parámetros para el "Fog Sealing".

TIPO DE PAVIMENTO	MATERIAL DE LA SUPERFICIE	VALOR HSOLD	CRM	CRTMAX
AMGB	Todos	0	0.8	1.6
	Todos excepto CM	>0	0.8	1.6
	CM	>0	0.4	0.8
AMAB	Todos		0.8	1.6
AMAP	Todos		0.8	1.6
AMSB	Todos		0.8	1.6
STGB	Todos	0	1.6	3.2
		>0	0.8	1.6
STAB	Todos	0	0.8	1.6
STAP	Todos		0.8	1.6
STSB	Todos		0.8	1.6

• **RETARDO EN LA PROGRESIÓN DEL AGRIETAMIENTO, DEBIDO AL TRATAMIENTO PREVENTIVO (CRP)**

La fórmula para el retardo en la progresión del agrietamiento se presenta a continuación:

$$CRP = 1 - 0.12CRT \quad (\text{Ec. 2.18})$$

2.2.4.6. PROGRESION DEL AGRIETAMIENTO TOTAL

La forma general del modelo para la progresión de todas las grietas estructurales es la siguiente:

$$dACA = K_{PG} \frac{CRP}{CDS} (Z_A a_0 a_1 \delta t_A + SCA^{a_1})^{a_1} SCA \quad (\text{Ec. 2.19})$$

La progresión de todas las grietas estructurales comienza cuando $\delta t_A > 0$ o $ACA > 0$ donde:

- Si $ACA_a > 0$, $\delta t_A = 1$ de lo contrario:

$$\delta t_A = \text{MAX } 0, \text{MIN } AGE2 - ICA, 1 \quad (\text{Ec. 2.20})$$

- Si $ACA_a \geq 50$ entonces: $Z_A = -1$ de lo contrario: $Z_A = 1$

$$ACA_a = \text{MAX}(ACA_a, 0.5) \quad (\text{Ec.2.21})$$

$$SCA = \text{MIN } ACA_a, (100 - ACA_a) \quad (\text{Ec. 2.22})$$

$$Y = a_0 a_1 Z_A \delta t_A + SCA^{a_1} \quad (\text{Ec. 2.23})$$

- Si $Y < 0$ entonces:

$$dACA = K_{PG} \frac{CRP}{CDS} (100 - ACA_a) \quad (\text{Ec. 2.24})$$

- Si $Y \geq 0$ entonces:

$$dACA = K_{PG} \frac{CRP}{CDS} Z_A (Y^{1/a_1} - SCA) \quad (\text{Ec. 2.25})$$

- Si $ACA_a \leq 50$ y $ACA_a + dACA > 50$, entonces:

$$dACA = K_{PG} \frac{CRP}{CDS} (100 - c_1^{1/a_1} - ACA_a) \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde:

$$c_1 = \text{MAX } 2 \cdot 50^{a_1} - SCA^{a_1} - a_0 a_1 \delta t_A, 0 \quad (\text{Ec. 2.27})$$

2.2.4.7. PROGRESION DEL AGRIETAMIENTO ANCHO.

La forma general del modelo para la progresión de grietas estructurales Anchas es la siguiente:

$$dACW = K_{PGA} \frac{CRP}{CDS} Z_w (Z_w a_0 a_1 \delta t_w + SCW^{a_1})^{1/a_1} SCW \quad (\text{Ec. 2.28})$$

La progresión de grieta estructural ancha comienza cuando $\delta t_w > 0$ o $ACW > 0$. En el caso en el que $ACW_a > 0$ entonces $\delta t_w = 1$ de lo contrario:

$$\delta t_w = \text{MAX } 0, \text{MIN } AGE2 - ICW, 1 \quad (\text{Ec. 2.29})$$

El inicio de grietas estructurales anchas se ve limitada de tal manera que no se puede iniciar antes de modo que si el área de todas las grietas estructurales (ACA) es superior a 5%, por lo que:

$$\delta t_w = 0, \text{ si } ACA_a \leq 5 \text{ y } ACW_a \leq 0.5 \text{ y } \delta t_w > 0$$

Si el sello de grietas estructurales anchas se realiza en el año anterior del análisis, reduciendo así el ancho de las grietas por debajo del 1%, pero teniendo el área de todas las grietas estructurales restantes a más de 11% al comienzo del año del análisis (es decir, $ACWA \leq 1$ y $AECA > 11$) Por lo que el porcentaje de progresión de grietas estructurales anchas se supone que no debe empezar con un porcentaje inicial bajo, pero a un ritmo superior similar al porcentaje antes de bachear.

Por esta situación se utiliza un valor temporal de Grietas anchas, ACW_{temp} se define como el 5% menos de ACA, es decir:

$$ACW_{TEMP} = ACA_a - 5 \text{ si } ACW_a \leq 1 \text{ y } ACA_a > 11 \quad (\text{Ec. 2.30})$$

Este valor se utiliza como un valor temporal de ACW para el cálculo de dACW en el año de análisis. “dACW” se calcula cada año de análisis de la siguiente manera:

Si $ACW_a \geq 50$ entonces: $Z_W = -1$, de lo contrario: $Z_W = 1$

$$ACW_a = \text{MAX}(ACW_a, 0.5) \quad (\text{Ec. 2.31})$$

$$SCW = \text{MIN } ACW_a, (100 - ACW_a) \quad (\text{Ec. 2.32})$$

$$Y = a_0 a_1 Z_W \delta t_w + SCW^{a_1} \quad (\text{Ec. 2.33})$$

- Si $Y < 0$ entonces:

$$dACW = K_{PGA} \frac{CRP}{CDS} \text{MIN} [ACA_a + dACA - ACW_a, (100 - ACW_a)] \quad (\text{Ec. 2.34})$$

- Si $Y \geq 0$ entonces:

$$dACW = K_{PGA} \frac{CRP}{CDS} \text{MIN} [\frac{ACA_a + dACA - ACW_a}{Z_w}, Y^{1-a_1} - SCW] \quad (\text{Ec. 2.35})$$

- Si $ACW_a \leq 50$ y $ACW_a + dACW > 50$, entonces:

$$dACW = K_{PGA} \frac{CRP}{CDS} \text{MIN} [\frac{ACA_a + dACA - ACW_a}{Z_w}, 100 - c_1^{1-a_1} - ACW_a] \quad (\text{Ec. 2.36})$$

$$c_1 = \text{MAX} [2 \cdot 50^{a_1} - SCW^{a_1} - a_0 a_1 \delta t_w, 0] \quad (\text{Ec. 2.37})$$

Donde:

- dACA** : Incremento en el área del agrietamiento total durante el año de análisis.
- dACW** : Incremento en el área del agrietamiento ancho durante el año de análisis.
- ACA_a** : Área del agrietamiento total al inicio del año de análisis (%).
- ACW_a** : Área del agrietamiento ancho al inicio del año de análisis (%).
- δt_A** : Fracción del año de análisis, en la cual ocurre el progreso del agrietamiento total.

- δt_w** : Fracción del año de análisis, en la cual ocurre el progreso del agrietamiento ancho.
- AGE2** : Edad del pavimento desde el último resello, sobrecarpeta, reconstrucción o nueva construcción.
- ICA** : Tiempo para el inicio del agrietamiento total.
- ICW** : Tiempo para el inicio del agrietamiento ancho.
- CRP** : Retardo en el progreso del agrietamiento, debido al tratamiento preventivo.
- CDS** : Indicador de defectos de construcción para superficies bituminosas.
- SCA** : $\text{MIN}(ACA_a; 100 - ACA_a)$; $\text{MAX}(SCA, 0.5)$ si $ACA_a > 50$.
- SCW** : $\text{MIN}(ACW_a; 100 - ACW_a)$; $\text{MAX}(SCW, 0.5)$ si $ACW_a > 50$.
- K_{PG}** : Factor de calibración para la progresión de todas las grietas estructurales.
- K_{PGA}** : Factor de calibración para la progresión de grietas estructurales anchas.
- Z_A** : 1 si $ACA_a < 50$; -1 en otro caso.
- Z_W** : 1 si $ACW_a < 50$; -1 en otro caso.
- a_0, a_1, a_2** : Coeficientes de los pavimentos flexibles.

Los valores por defecto de los coeficientes a_0 y a_1 para la progresión de todas las grietas y para los de progresión de grietas anchas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.16
Valores de los coeficientes por defecto para el progreso de
todas las grietas estructurales y grietas anchas.

TIPO DE PAVIMENTO	MATERIAL DE SUPERFICIE	VALOR HSOLD	GRIETAS TOTALES		GRIETAS ANCHAS	
			a_0	a_1	a_0	a_1
AMGB	Todos	0	1.84	0.45	2.94	0.56
	Todos excepto Mezcla en frio	>0	1.07	0.28	2.58	0.45
	Mezcla en frio	>0	2.41	0.34	3.40	0.35
AMAB	Todos	0	1.84	0.45	2.94	0.56
		>0	1.07	0.28	2.58	0.45
AMAP	Todos	>0	1.07	0.28	2.58	0.45
AMSB	Todos	0	2.13	0.35	3.67	0.38
		>0	2.13	0.35	3.67	0.38
STGB	Todos	0	1.76	0.32	2.50	0.25
	Todos excepto Slurry seal y Cape seal	>0	2.41	0.34	3.40	0.35
STAB	Todos	0	1.76	0.32	2.50	0.25
	Todos excepto Slurry seal, Cape seal	>0	2.41	0.34	3.40	0.35
	Slurry seal, Cape seal	>0	1.07	0.28	2.58	0.45
STAP	Todo	>0	2.41	0.34	3.40	0.35
STSB	Todo	0	2.13	0.35	3.67	0.38
		>0	2.41	0.34	3.40	0.35

2.2.4.8. AREA TOTAL DE GRIETAS

Los modelos de grietas anteriores predice en las áreas de todas las grietas estructurales y anchas (ACA y ACW respectivamente). En varios de los modelos de deterioro, requiere un área de grietas que no sean estructurales, anchas ni por temperatura⁴. Estas son:

- **Área promedio de grietas.**

El Área promedio de grietas es un promedio ponderado de todas las grietas estructurales y anchas, definido por Paterson (1987) de la siguiente manera:

$$ACX = 0.62 ACW + 0.39 ACA \quad (\text{Ec. 2.38})$$

Donde:

ACX : Área de promedio de grietas (% de la superficie total de la calzada).

ACA : Área de todas las grietas estructurales (% de la superficie total de la calzada).

ACW : Área de grietas estructurales anchas (% de la superficie total de la calzada).

- **Área total de grietas.**

La superficie total de la calzada agrietada combina el agrietamiento estructural y agrietamiento transversal por temperatura y se define de la siguiente manera:

$$ACRA = ACA + ACT \quad (\text{Ec. 2.39})$$

⁴ . El agrietamiento transversal por temperatura se excluye del análisis de los modelos de deterioro debido a que en nuestro país no se producen.

Donde:

ACRA : Área total de la calzada agrietada (% de la superficie total de la calzada).

ACA : Área de todas las grietas estructurales (% de la superficie total de la calzada).

ACT : Área transversal de agrietamiento térmico (% de la superficie total de calzada).

2.2.5. MODELO DE BACHES

Un bache se desarrolla por lo regular en una superficie agrietada o con desprendimientos. La presencia de agua acelera su formación y provoca un debilitamiento de la estructura del pavimento. El HDM-4 expresa los baches en términos de baches unitarios con un volumen de 10 litros (área circular de 0.1 m² y profundidad de 10.00 cm).

2.2.5.1. INICIO DE BACHES

La iniciación de baches debido a las grietas sólo existe en la superficie total de Grietas estructurales anchas (ACW) superior al 20%.

$$IPT = K_{IB} a_0 \frac{(1+a_1HS)}{1+a_2CDB \quad 1+a_3YAX \quad 1+a_4MMP} \quad (\text{Ec. 2.40})$$

Donde:

- IPT** : Tiempo entre el inicio del agrietamiento ancho o los desprendimientos y la aparición de baches, en años.
- HS** : Espesor total de las capas asfálticas.
- CDB** : Indicador de defectos de la base, ver tabla 2.13.
- YAX** : Número anual de ejes de todos los vehículos motorizados.
- MMP** : Precipitación media mensual.
- K_{IB}** : Factor de calibración del modelo inicio de baches.
- a₀, a₁, a₂, a₃, a₄** : Coeficientes.

El HDM-4 calcula por separado los tiempos de aparición de los baches por agrietamientos y por desprendimientos. La separación entre estos dos mecanismos se mantiene durante todo el análisis con la progresión se modela de manera diferente los baches debido a las grietas, por desprendimientos y debido a la ampliación de los baches existentes.

Los valores por defecto propuesto de los coeficientes a_0 a a_4 para el modelo de iniciación de bache se presentan en la 2.17.

Tabla 2.17

Valores de los Coeficientes por defecto para el modelo de iniciación de baches.

CAUSAS	TIPO DE PAVIMENTO	a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄
Agrietamiento	AMGB, STGB	2.0	0.05	1.0	0.5	0.01
	Todos excepto bases de GB	2.0	0.05	1.0	0.5	0.01
Desprendimiento de agregados	AMGB, STGB	2.0	0.05	1.0	0.5	0.01
	Todos excepto bases de GB	2.0	0.05	1.0	0.5	0.01

2.2.5.2. PROGRESION DE LOS BACHES

En el análisis del progreso de los baches, el HDM-4 obtiene también por separado las cantidades que corresponden a los distintos precursores de este fenómeno, en este caso agrietamiento, desprendimientos y ensanchamiento de los baches existentes. El progreso de los baches puede aminorarse mediante la ejecución oportuna de acciones de conservación, por lo que este factor se toma en cuenta con el parámetro TLF. El aumento de incremento anual en el número de unidades de baches se calcula como:

$$dNPT_i = K_{PB} a_0 ADIS_i(TLF) \frac{1+a_1CDB \quad 1+a_2YAX \quad 1+a_3MMP}{(1+a_4HS)} \quad (\text{Ec. 2.41})$$

Progresión de bache desde el agrietamiento o desprendimiento se puede dar de la siguiente manera:

- Si al comienzo del primer año del período de análisis $ACW = 0$, entonces la progresión de baches a partir del agrietamiento ancho comienza cuando:

$$AGE2 > ICW + IPT \text{ y } ACW_a > 20$$

- Si al comienzo del primer año del período de análisis $ACW = 0$, entonces la progresión de baches a partir del desprendimiento de agregados comienza cuando:

$$AGE2 > IRV + IPT \text{ y } ARV_a > 30$$

- Si al comienzo del primer año del período de análisis $0 < ACW \leq 20$, entonces la progresión de baches a partir del agrietamiento ancho comienza cuando:

$$ACW > 20$$

- Si al comienzo del primer año del período de análisis $0 < ACW \leq 30$, entonces la progresión de baches a partir del desprendimiento de agregados comienza cuando:

$$ACW > 30$$

- Si al comienzo del primer año del período de análisis $ACW > 20$, entonces la progresión de baches a partir del agrietamiento ancho comienza inmediatamente.

- Si al comienzo del primer año del período de análisis $ARW > 30$, entonces la progresión de baches a partir del desprendimiento de agregados comienza inmediatamente.
- La progresión de baches a partir de ensanchamientos comienza si $NPT_a > 0$ en el comienzo del año de análisis.

El aumento anual total en el número de unidades de baches por kilómetro de longitud de la carretera es igual a:

$$dNPT = \sum_{i=1}^3 dNPT_i \quad (\text{Ec. 2.42})$$

Donde:

$dNPT_i$: Incremento en el número de baches por kilómetro, derivados del deterioro tipo i (agrietamiento ancho, desprendimientos, ensanchamientos) durante el año de análisis.

$ADIS_i$: Porcentaje del área de grietas anchas estructurales o desprendimiento de agregados al inicio del año de análisis, o el número de de baches existentes por km en el inicio del año de análisis.

TLF : Factor tiempo, debido al mantenimiento de baches.

dNPT : Número total de baches por kilómetro adicional durante el análisis del año.

K_{PB} : Factor de calibración para la progresión del bache.

a₀, a₁, a₂, a₃, a₄ : Coeficientes que dependen del tipo de pavimento y del origen de los baches.

Otros parámetros han sido definidos anteriormente.

Los valores por defecto propuesto de los coeficientes a₀ a a₄ para el modelo de progresión de bache se presentan en la tabla 2.18 y los valores por defecto propuestos para TLF en la tabla 2.19.

Tabla 2.18
Valores por defecto propuesto de los coeficientes a₀ a a₄ para el modelo de progresión de baches.

CAUSA DE LA PROGRESION DEL BACHE	TIPO DE PAVIMENTO	a ₀	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄
Agrietamiento	AMGB, STGB	1.0	1.0	10	0.005	0.08
	Todos excepto bases de GB	0.5	1.0	10	0.005	0.08
Desprendimiento de agregados	AMGB, STGB	0.2	1.0	10	0.005	0.08
	Todos excepto bases de GB	0.1	1.0	10	0.005	0.08
Ensanchamiento	AMGB, STGB	0.07	1.0	10	0.005	0.08
	Todos excepto bases de GB	0.035	1.0	10	0.005	0.08

Tabla 2.19
Valores por defecto propuesto para TLF.

LAPSO DE TIEMPO ENTRE LA OCURRENCIA DE LOS BACHES Y EL BACHEO.	TLF
Menos de 2 semanas	0.02
1 mes	0.06
2 meses	0.12
3 meses	0.20
4 meses	0.28
6 meses	0.43
12 meses	1.00

2.2.6. ÁREA DAÑADA Y NO DAÑADA

Para propósitos del modelo, los cuatro tipos de deterioro superficial (agrietamiento, desprendimiento, baches y rotura de bordes), se convierten en áreas de superficie equivalente, y se asume que son mutuamente excluyentes, por lo que la suma de los porcentajes de área afectados por los cuatro deterioros con el de área no dañada, debe ser igual a 100% en cualquier año de análisis.

Conforme avanza el deterioro de un pavimento, el agrietamiento y los desprendimientos pueden convertirse en baches y los desprendimientos pueden dar lugar a agrietamiento. Para tomar en cuenta estos fenómenos y para garantizar que los porcentajes de área dañada y no dañada sumen 100%, el HDM- 4 reclasifica los tipos de daño en función de su evolución, de manera que, por ejemplo, parte del agrietamiento ancho puede convertirse en baches.

Esta redistribución se basa en las siguientes premisas:

- El agrietamiento se desarrolla, en primera instancia, en un área no dañada; pero cuando ésta se daña en el área de desprendimientos entonces será mayor que cero. Las zonas agrietadas pueden desarrollar baches, pero no desprendimientos.
- Los desprendimientos pueden aparecer a partir del área no dañada. Una zona con desprendimientos también puede agrietarse, lo que no significa que el desprendimiento desaparezca físicamente.
- Los baches pueden resultar únicamente de áreas agrietadas, con desprendimientos o no dañadas; y a menos de que sea reparada, el área con baches no se puede convertir en agrietamiento, desprendimiento o área no dañada.
- El porcentaje de área con baches tiene un límite máximo de 10% de la superficie total del pavimento, ya que arriba de este límite la superficie de la carpeta no llega a definirse bien, y la función de rugosidad pierde validez.
- La rotura de borde puede desarrollarse únicamente a partir del área agrietada, con desprendimientos o de área no dañada, y a menos de que sea reparada, un área con rotura de borde no se puede convertir en bache, agrietamiento, desprendimientos ni área no dañada.

2.3. SENSIBILIDAD DE LOS MODELOS DE DETERIORO

HDM-4.

2.3.1. IMPORTANCIA DE LA SENSIBILIDAD DE HDM-4

El HDM-4 incorpora un número importante de relaciones que modelan en forma muy detallada distintos aspectos relacionados con el deterioro de los pavimentos; los costos de operación vehicular; la evaluación económica de proyectos; y la jerarquización y optimización de programas de obra. El nivel de detalle empleado por el HDM-4 permite modelar la mayoría de los factores que intervienen en la evaluación de los proyectos viales; por ejemplo, en lo que se refiere al deterioro de pavimentos, el sistema analiza prácticamente todos los indicadores que se emplean para caracterizar este fenómeno: irregularidad, deterioros superficiales, resistencia al deslizamiento, capacidad estructural, etc.

Sin embargo, para lograr este nivel de detalle, el HDM-4 utiliza un número muy importante de variables de entrada. A fin de ilustrar este hecho, considérese que la evaluación de un proyecto de conservación con tres posibilidades para un tramo carretero de concreto asfáltico, con una flota vehicular compuesta por cinco tipos de unidades requiere unos 800 datos de entrada. Si bien, para un alto porcentaje de estos datos pueden utilizarse como primera aproximación valores por omisión definidos dentro del HDM-4; es claro que aun la revisión de estos valores para verificar que se ajusten razonablemente a los datos reales, puede significar una tarea sumamente ardua.

Por otro lado, algunas de las variables para las que no es recomendable utilizar los valores por omisión, como los espesores de las capas del pavimento, resultan muy difíciles de conseguir en forma directa.

De lo ya señalado se desprende la necesidad de estudiar la sensibilidad de los modelos internos del HDM-4, a fin de jerarquizar cada uno de los parámetros que intervienen en ellos de acuerdo con su impacto en los resultados del sistema, y generar un listado de las variables cuyos valores resulta indispensable obtener en campo o en gabinete, para garantizar que esos resultados correspondan a la realidad.

2.3.2. SENSIBILIDAD DE HDM-4

En lo que se refiere al HDM-4, el análisis de sensibilidad aborda tanto los Modelos de Efectos para los Usuarios (RUE) como los de deterioro y efectos de las obras (RDWE).

La sensibilidad fue cuantificada por la *elasticidad del impacto* que es simplemente el cociente del cambio de porcentaje en un resultado específico por el cambio del porcentaje del parámetro de entrada, manteniendo el resto de parámetros constantes en un valor determinado. El análisis se basó en el enfoque *ceteris paribus*, que consiste en modificar cada parámetro por separado y obtener la sensibilidad correspondiente, manteniendo los demás parámetros constantes.

$$EI = \frac{\Delta R}{\Delta D} \quad (\text{Ec. 2.43})$$

Donde:

EI : Elasticidad del Impacto

ΔR : Porcentaje de cambio en el resultado de referencia

ΔD : Porcentaje de cambio en el parámetro de entrada

Por ejemplo, un aumento del 10% en la carga de tráfico causa un aumento de 2.9 % en la rugosidad después de 15 años, el impacto elástico de la carga de tráfico da como resultado 0.29, si hubiera una disminución de 2.9 % el valor sería -0.29.

Para caracterizar el nivel de influencia de cada variable, se definieron cuatro categorías de sensibilidad en función de la elasticidad del impacto, como se muestra en la Tabla 2.20:

Tabla 2.20
Clases de Sensibilidad HDM

IMPACTO	CLASES DE SENSIBILIDAD	ELASTICIDAD DEL IMPACTO
Alto	S-I	>0.50
Moderado	S-II	0.20-0.50
Bajo	S-III	0.05-0.20
Muy bajo	S-IV	<0.50

Fuente: Guía de Calibración y Adaptación, Versión I, Volumen 5, Manual HDM-4.

Las variables con impactos moderados a altos (S-I y S-II), deben recibir la mayor atención, los que tengan impactos bajos y muy bajos (S-III y S-IV), deben recibir atención únicamente cuando el tiempo y los recursos lo permitan, generalmente para las clases S-III y S-IV, se utilizan valores por defecto y se obtienen resultados adecuados.

2.3.3. MODELOS DE DETERIOROS Y EFECTOS DE LAS OBRAS (RDWE)

El sub-modelo RDWE predice el deterioro del pavimento con el tiempo y bajo las cargas del tráfico. Cuando se efectúa el mantenimiento, el estado del pavimento se mejora y los volúmenes de material aplicado se multiplican por sus costos unitarios para establecer el costo del tratamiento. En común con el sub-modelo RUE, hay una serie de interdependencias en el modelado de RDWE. Esto se ilustra en la Figura 4.3. Cabe señalar que esfuerzo superficial ha separado de iniciación y progresión de los modelos. Esto se ilustra en la Figura 2.04.

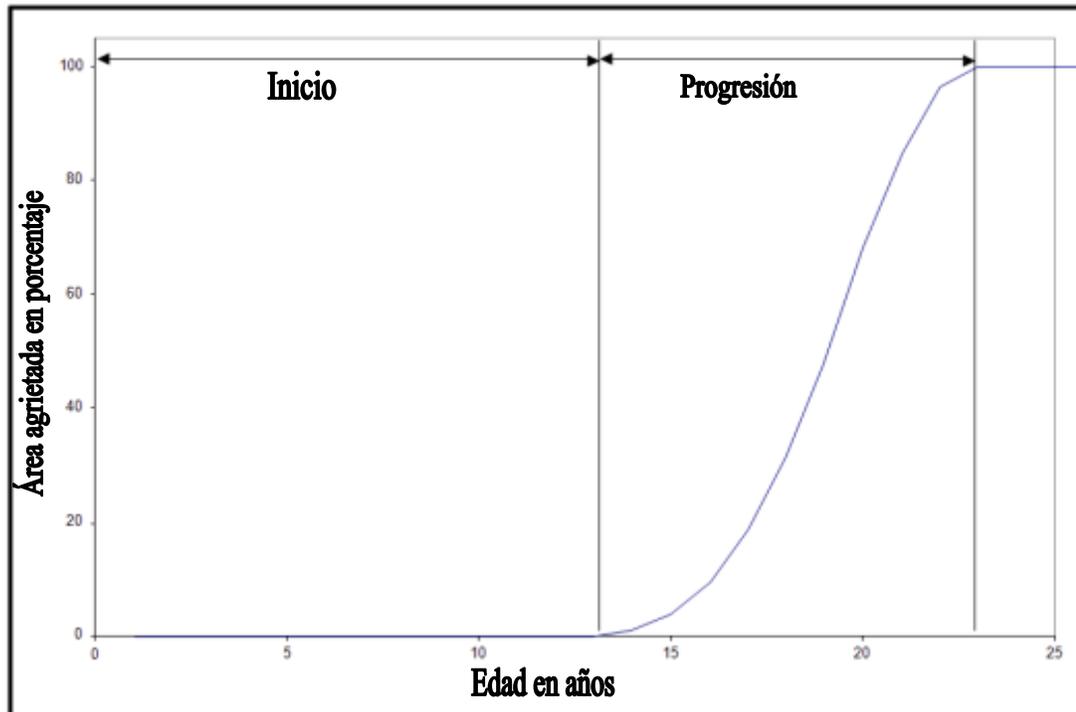


Figura 2.04.-Inicio y Progresión de Esfuerzos Superficiales.

Fuente: Guía de calibración y adaptación, volumen 5, HDM-4.

La sensibilidad de los deterioros del camino y las predicciones de mantenimiento para variaciones de parámetros de entrada individuales son presentadas en la columna extrema derecha de la tabla 2.21 y tabla 2.22. La clasificación generalizada que se haga en los mismos cuatro rangos de entrada como de la elasticidad del impacto se utilizan para los efectos RUE. Para el RDWE, sin embargo, se basan en los impactos sobre las condiciones físicas y en los costos y beneficios económicos, ya que influyen en el comportamiento del pavimento, el calendario de mantenimiento, los rendimientos económicos y las prioridades más probables de los distintos tratamientos.

- **IMPACTO ALTO, CLASE S-I (> 0,5)**

Los datos de entrada con mayor sensibilidad incluyen las variables estructurales del pavimento, el tráfico y la rugosidad, que son todos los datos medidos. Las variaciones en las variables estructurales, Numero Estructural modificado o deflexiones, y la carga de tráfico anual (en millones de ESAL's), afectan a los resultados más importantes incluyendo el mantenimiento periódico, las alternativas de rehabilitación y la rentabilidad económica. Estos son sensibles en alto grado solo cuando la adecuación estructural del pavimento es baja o moderada comparada con las cargas (en otras condiciones, cuando el PSA es de alto a moderado los impactos son moderados, es decir, la clase S-II), variación del volumen de tráfico, lo que determina el número de usuarios que obtengan beneficios, tiene fuerte influencia en la rentabilidad económica, pero baja influencia (S-II o S-III) sobre los impactos físicos.

La variación de la rugosidad del pavimento, que afecta a los ahorros obtenidos por unidad de cada usuario, tiene impacto alto en todos los resultados económicos y en las necesidades de rehabilitación, pero poco sobre el esfuerzo superficial (S-III).

- **IMPACTO MODERADO, CLASE S-II (0,2 - 0,5)**

Las variaciones del pavimento y las edades de la superficie, tienen un impacto moderado sobre las necesidades y el calendario de mantenimiento periódico, y bajo impacto en el rendimiento económico.

La variación en las cantidades de Grietas Totales y Grietas Anchas tiene impactos moderados sobre la rentabilidad económica para el mantenimiento, gran impacto en las necesidades de mantenimiento, pero bajo impacto en los ingresos económicos de la rehabilitación. Los factores de calibración para ajustar las predicciones del efecto rugosidad- medio ambiente, progresión de rugosidad, agrietamiento e inicio de fisuras tienen un impacto sobre todo en la progresión moderada (Algunos de ellos alta y baja) sobre el mantenimiento y las necesidades de rehabilitación y la rentabilidad económica. Las variaciones en el espesor de sobrecapa y los costos unitarios de todos los tipos de tratamiento tienen impacto moderado en la rentabilidad económica.

- **IMPACTO BAJO, CLASE S-III (0,05-0,2)**

Las variaciones en la cantidad de baches y el volumen de vehículos pesados (a diferencia de las cargas) tienen un impacto directo sobre la cantidad de baches y la economía de bacheo, pero generalmente los impactos son bajos en el mantenimiento y las necesidades de rehabilitación. Nótese, sin embargo, que la presencia o no de baches tiene un impacto moderado en la ausencia de una alternativa de bacheo.

Variaciones en el valor de Ahuellamiento y desviación estándar, y el factor ajustado de la progresión del Ahuellamiento tienen bajo o insignificante impacto en la intervención del mantenimiento de grietas, intervención en la rugosidad, y la rentabilidad económica. Resellar con un espesor delgado tiene bajo impacto en el rendimiento económico de mantenimiento.

- **IMPACTO MUY BAJO, CLASE S-IV (<0,05)**

Las variaciones en la compactación de la sub-rasante y los parámetros de precipitaciones tienen un bajo impacto sobre la progresión del Ahuellamiento e impactos muy bajos sobre las intervenciones y rentabilidad económica.

Otros efectos de la lluvia están implícitos en la resistencia del pavimento (Número estructural o deflexión) y no están ligados a los parámetros de precipitación. Variaciones en el área de peladura y el factor de progresión de peladura afecta la cantidad de baches pero sobretodo tiene impactos muy bajos sobre el agrietamiento o la rugosidad y la rentabilidad económica. Variaciones en la deflexión del pavimento tiene impactos muy bajos cuando se tiene el número estructural modificado.

Tabla 2.21.a.

Resultados del análisis de sensibilidad del HDM-4, para los modelos RDWE

Clase de sensibilidad	Elasticidad del impacto	Parámetro	Comportamiento del pavimento	Reposición de la capa de rodamiento, y deterioros superficiales	Beneficios económicos debidos al mantenimiento
S-I	>0.50	Número estructural	•	•	•
		Número estructural modificado	•	•	•
		Volumen de tránsito			•
		Deflexión (con SN)	•	•	•
		irregularidad	•		•
S-II	0.20-0.50	Cargas por año	•	•	•
		edad		•	•
		Área de agrietamiento total		•	•
		Área de agrietamiento ancho		•	
		Factor ambiental de la irregularidad	•		•
		Factor de inicio de agrietamiento	•	•	•
		Factor de evolución de agrietamiento		•	
S-III	0.05-0.20	VRS de la subrasante (con SN)	•		
		Espesor de la capa de rodamiento (con SN)		•	•
		Numero de ejes de vehículos pesados		•	•
		Área de baches	•	•	
		Media de la profundidad de Ahuellamiento	•		
		Desviación estándar de la profundidad de Ahuellamiento	•		
		Factor de evolución de la profundidad de Ahuellamiento	•		
		Factor general de la irregularidad	•		•

Fuente: Guía de calibración y adaptación, volumen 5, HDM-4.

Tabla 2.21.b.

Resultados del análisis de sensibilidad del HDM-4, para los modelos RDWE

Clase de sensibilidad	Elasticidad del impacto	Parámetro	Comportamiento del pavimento	Reposición de la capa de rodamiento, y deterioros superficiales	Beneficios económicos debidos al mantenimiento
S-IV	<0.5	Deflexión (con efectos del agrietamiento en el SN)		•	
		Compactación de la Sub-rasante	•		•
		Precipitación (con Kge)	•		
		Área con desprendimientos		•	
		Factor de desprendimientos		•	

Fuente: Guía de calibración y adaptación, volumen 5, HDM-4.

2.4. DEFINICION DE CALIBRACIÓN

Calibrar un modelo de deterioro consiste en definir un procedimiento de cálculo de factores de calibración numéricos, que modifican la predicción del modelo ajustándolo de acuerdo a la información provista por bases de datos de pavimentos de una región o país. Esto se realiza a través de la minimización de la diferencia entre las predicciones del modelo y un conjunto de datos de deterioro medidos en terreno.

El objetivo de la calibración es obtener modelos de predicción ajustados, que ofrezcan estimaciones más realistas y confiables de los deterioros y que permitan establecer planes de conservación que tiendan a optimizar los recursos disponibles y minimizar el costo total de operación del camino (costo total = costo de operación vehicular + costo de conservación + costo exógeno).

La calibración de los modelos de deterioro puede realizarse a dos niveles: para un camino o pavimento específico, o bien para un grupo de caminos, es decir calibración a nivel de proyecto y calibración a nivel de red respectivamente.

2.4.1. LIMITACIONES Y APLICABILIDAD DE LA CALIBRACIÓN.

Ya que los modelos de deterioro son desarrollados con una base de datos empírica determinada y bajo condiciones específicas de clima, tipo y forma, materiales, etc., al ser estos utilizados bajo condiciones distintas, pueden presentarse diferencias considerables entre los deterioros que el modelo predice y los que se observan en la realidad, para reducir estos errores ó para verificar si el modelo es inadecuado o incompleto, detectando posibles debilidades y limitaciones; los procedimientos de calibración o ajuste resultan muy útiles.

Las causas de las diferencias son las siguientes:

- Errores en los datos observados: debido a inadecuadas técnicas de medición, mal registro de los datos ó toma datos que no correspondan.
- Errores en los datos estimados: en aquellos datos sobre los cuales no se disponga toda la información necesaria y deben ser estimados, el error en la estimación muy probablemente ocasiona error en la predicción.
- Condiciones diferentes a las originales del modelo: si el modelo se aplica fuera de su espacio de inferencia original.
- Modelo Inadecuado: si el modelo no contiene algunas variables que son claramente importantes, ya sea porque no resultaron estadísticamente significativas con los datos originales o porque un proceso de análisis poco profundo o incompleto no las tuvo en cuenta, esto puede ocasionar una mala predicción.
- Aleatoriedad del comportamiento de los materiales y las estructuras: siempre existe un cierto margen de error introducido por un comportamiento aleatorio o estocástico de los materiales que componen las estructuras en el mundo real que genera dispersión en los resultados.

Para calibrar un determinado modelo de comportamiento de pavimentos es necesario contar con un conjunto de datos de deterioro que permitan reconstruir la curva de su comportamiento real, por lo que es conveniente que estos datos pertenezcan a un período más o menos prolongado de tiempo. La calibración, consiste entonces en encontrar factores (k_i) que logren el mejor ajuste entre las predicciones del modelo y los datos medidos en terreno.

Para poder efectuar este mantenimiento o rehabilitación de un pavimento en el momento oportuno es necesario predecir con la mayor precisión posible el comportamiento de estos a través del tiempo, lo que se logra realizando la calibración de las curvas de evolución del deterioro.

En la Figura. 2.05 se muestran curvas genéricas con el objetivo de comprender mejor y justificar los beneficios del proceso de calibración. La curva ajustada es la que pasa por el valor observado de deterioro. Las otras curvas corresponden a situaciones de sobrepredicción o subpredicción del deterioro.

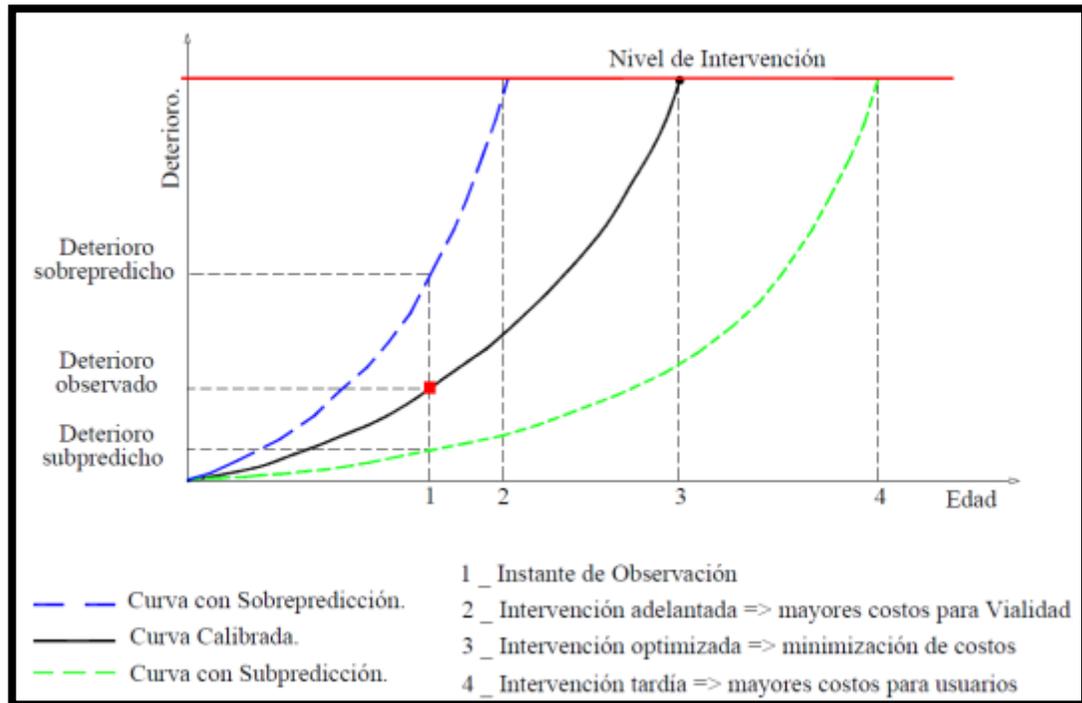


Figura 2.05.-Comparación entre curvas de deterioro calibradas con sobrepredicción y subpredicción.

Del esquema presentado en la Figura 2.05 se deduce lo siguiente:

- En una curva con sobrepredicción, se estiman deterioros superiores a los que se presentan en la vida real de un pavimento, para un mismo instante. La sobrepredicción de deterioros genera mayores gastos de mantenimiento del pavimento, ya que las intervenciones se aplican antes de lo necesario.
- En una curva con subpredicción, por el contrario, se predicen deterioros inferiores a los que realmente se presentan, y las intervenciones se aplican tardíamente.

En consecuencia los que se verán afectados, con mayores costos en este caso, son los usuarios del camino por el deficiente estado del mismo.

Por último en una curva calibrada, se está en el caso ideal. Se rehabilita el pavimento en el momento oportuno, por lo que se logra la optimización de los recursos disponibles.

En definitiva, la calibración de modelos posibilita no sólo contar con ecuaciones que tengan una mejor predicción del deterioro a futuro, sino también optimizar los programas de conservación de carreteras, y profundizar el conocimiento del comportamiento real de los pavimentos a nivel local o regional.

2.4.2. NIVELES DE CALIBRACIÓN

Hay tres niveles de calibración de HDM, que implican bajos, moderados y grandes niveles de esfuerzo y recursos, como sigue:

- **Nivel 1 – Aplicación Básica:** Determina los valores de los parámetros básicos requeridos, adopta muchos valores por defecto, y calibra el más sensible a las mejores estimaciones de parámetros, mesa de estudios o encuestas sobre el terreno mínimo.

- **Nivel 2 – Calibración:** Requiere la medición de otros parámetros de entrada y moderada de las encuestas sobre el terreno de predicción clave para calibrar las relaciones a las condiciones locales. Este nivel puede dar lugar a una ligera modificación del modelo de código fuente.
- **Nivel 3 – Adaptación:** Lleva a cabo importantes estudios sobre el terreno y experimentos controlados para mejorar la relación existente predictivo o para desarrollar nuevas relaciones específicas a nivel local y de sustitución en el código fuente del modelo.

En términos de esfuerzo, estos tres niveles se pueden ver cómo semanas, meses y años. Un analista debe ser capaz de realizar una calibración de nivel 1 en alrededor de una semana. Para una calibración de nivel 2 hay un aumento en la cantidad de esfuerzo necesario para que se tome al menos un mes. Nivel 3 calibraciones exigen un compromiso a largo plazo de la recopilación de datos básicos por lo que su alcance se extiende durante un año o más. Cada análisis HDM requiere al menos un Nivel 1 de calibración. La Figura 2.06 ilustra este concepto de aumentar el esfuerzo y el aumento de los recursos. Es preciso tener presente que existe una relación directa entre el tiempo y el esfuerzo invertido en la creación de HDM y la fiabilidad y exactitud de sus resultados.

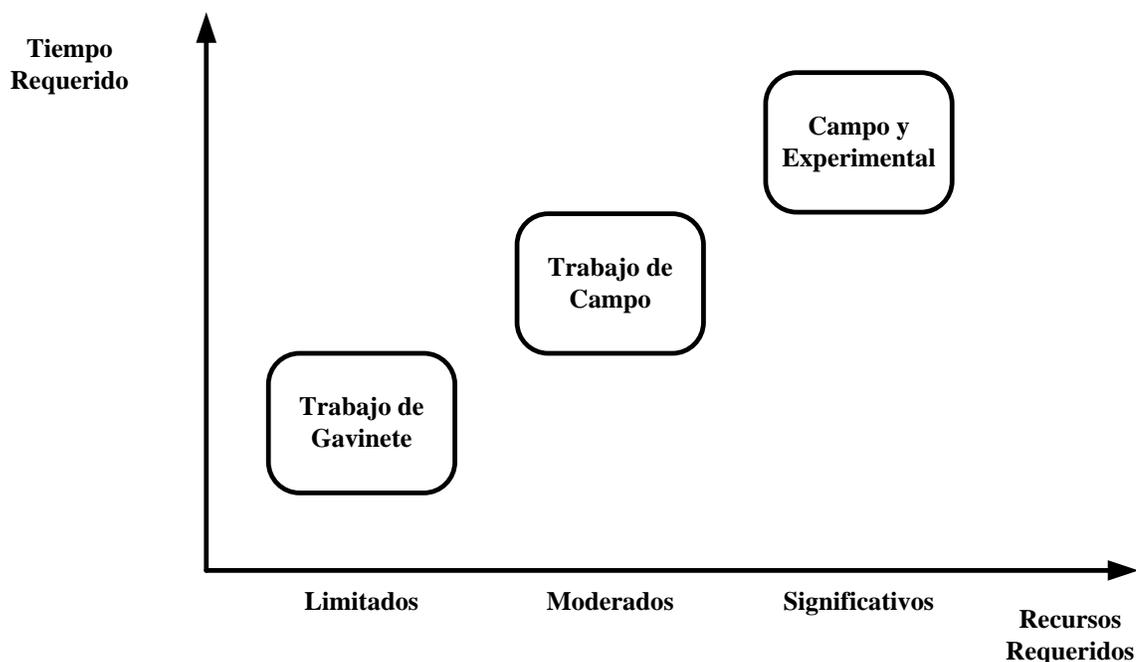


Figura 2.06.-**Recursos y el tiempo necesarios para las calibraciones.**

Como se muestra en la Tabla 2.22, un concepto relacionado con una jerarquía de calibración con el aumento de los niveles de actividad se propuso por Curtayne et al. (1987) en cuanto a los Costos de Operación de los Vehículos (COV). Señalaron que las actividades de calibración se pueden basar en las fuentes de datos primaria y secundaria. Las fuentes primarias se basan en la comparación directa entre los costos y características de la carretera mientras que la fuente secundaria de datos proporcionan información sobre lo económico o las condiciones de operación de una región. La calibración de los resultados de COV varía de la selección disponible de las relaciones sobre la base de pocos datos para la estimación de las relaciones locales, especialmente utilizando los datos recopilados. Las siguientes secciones describen los componentes de calibración de nivel 1 al nivel 3.

2.4.2.1. NIVEL “1” - APLICACIÓN

Para ejecutar HDM siempre es necesario llevar a cabo al menos un Nivel “1” de calibración, lo que puede considerarse como un conjunto de inversiones para el modelo. Una vez hecho esto, por lo general no necesita ser repetido en la mayoría de los archivos de datos de entrada durante las futuras aplicaciones en el mismo país, ya que muchos elementos de datos y la mayoría de los parámetros del modelo son relativamente estables en el tiempo.

Una calibración de nivel “1” se basa principalmente en fuentes secundarias, es decir, se trata de un estudio teórico. Por ejemplo, los parámetros de RUE se pueden calcular usando los datos desde las fuentes tales como las gubernamentales, publicaciones de la industria, las organizaciones o diversos informes RUE de los estudios anteriores. Para carreteras deterioradas, las fuentes estadísticas que incluyen el clima, el tráfico de la carretera y las condiciones estadísticas, geometría estándar, programas de mantenimiento y presupuestos.

Se puede suponer que la mayor parte de los parámetros del modelo HDM por defecto son adecuados para las condiciones locales de modo que sólo los más críticos deben abordarse.

Los siguientes datos de entrada deben obtenerse para un Nivel 1 de calibración:

- Los costos unitarios. (RUE y RDWE)
- Determinadas características de los vehículos representativos.
- Análisis económico de datos. (Tasas de descuento y el período de análisis)
- Características del pavimento. (RDWE estudios)
- Composición del tráfico y las tasas de crecimiento.
- Tipo de clima regional.

Tabla 2.22

Modelos RUE, datos de calibración y la jerarquía de las fuentes de recursos

TIPO DE DATOS	FUENTES O NECESIDADES	AUMENTO DE LOS RECURSOS NECESARIOS		
Secundaria disponible	Publicaciones Gubernamentales Industria de los informes técnicos RUE informes de investigación Del fabricante de la literatura Informes del consultor Las organizaciones Inventarios de las condiciones de la carretera.	Escoge primero los resultados de los estudios que corresponden a las condiciones locales	Selección del conjunto de datos y los tipos de vehículos. Calibración de los modelos mecanistas debido a los cambios tecnológicos	Examinar los valores de intersección y de pendiente para los tipos de vehículos disponibles con el costo y los datos de condición de la carretera.
Encuesta de calibración	La investigación en pequeña escala recolecta datos de costos de las empresas que operan a través de una amplia gama de características de la carretera Personal con conocimientos de la industria Las tasas de encuesta Ruta de clasificación	Confirmar valores de intersección y pendiente y evaluar las magnitudes. Determinar la utilización de vehículos por la edad y las condiciones de la carretera.	Presupuesto de los neumáticos y los costos de depreciación Confirmar valores de pendiente para los costos totales	Estimar la nueva relación real, especialmente para los costos de mantenimiento Compara la predicción RUE con tasas
Calibraciones experimentales	Investigación a pequeña escala de rendimiento del vehículo y características de la carretera Personal capacitado Capacidad analítica	Calibración de la velocidad.	Calibración del consumo de combustible	Estimación de nuevas relaciones, por ejemplo, para la resistencia a la rodadura y la rugosidad de la carretera.

El HDM a menudo requiere una amplia gama de entrada de datos y parámetros de calibración, esto es lo más importante para establecer la necesidad de utilizar el Nivel “1” de Calibración, por lo que los valores por defecto del HDM deben ser de uso casi exclusivo.

2.4.2.2. NIVEL “2” - CALIBRACIÓN

Un nivel “2” de calibración utiliza mediciones directas de las condiciones locales para verificar y ajustar la capacidad predictiva del modelo. Se requiere un mayor grado de recolección de datos y la precisión que el de un Nivel “1” de Calibración, y se extiende el ámbito de aplicación. Para RUE, se concentra en la velocidad, el consumo de combustible, el consumo de neumáticos, consumo de las partes y los costos fijos relacionados con la utilización de vehículos y la edad. Para RDWE, se concentra en los modos de inicio del deterioro superficial, progresión de ahuellamientos, y los efectos de mantenimiento, y mejora la estimación de los impactos ambientales.

Para el análisis económico, esto destaca los datos de costos más cerca que los costos observados y nivel de precios mediante la recopilación de datos de encuestas. Con Nivel “2” de calibraciones, los datos de entrada poseen mayor detalle que los recogidos con Nivel “1”.

2.4.2.3. NIVEL “3” - ADAPTACIÓN

Un nivel “3” de calibración generalmente comprende de dos componentes:

- Mejorar la recopilación de datos.
- La investigación fundamental.

Algunos elementos de datos se puede estimar con bastante precisión utilizando cuentas a corto plazo, por ejemplo, la distribución horaria del volumen de tráfico, sin embargo la fiabilidad es mucho mayor por la recogida de datos en más sitios en un periodo más largo. La investigación fundamental considera las relaciones utilizadas en HDM. Esta estructura se compone de las encuestas sobre el terreno y los estudios experimentales realizados en virtud de las condiciones locales que conducen a otras relaciones. Por ejemplo, las funciones alternativas se pueden desarrollar para predecir el consumo de combustible o el deterioro de un pavimento nuevo y las funciones del efecto de mantenimiento para diferentes tipos de pavimento. Esta labor exige un gran compromiso con la buena calidad y buena estructura de investigación de campo y análisis estadísticos durante un período de varios años. Deterioro del pavimento es una investigación a largo plazo, por lo general requiere de un mínimo de 5 años.

2.4.3. ADAPTACIÓN DE LOS DATOS AL MODELO

Los datos representan la información particular que describe la existencia del caso analizado y los insumos específicos para el modelo que son requeridos por el usuario.

Los ejemplos incluyen el volumen de tráfico y su composición, la geometría vial, tipo de pavimento y condición, los costos unitarios, etc.

Estos datos son, por lo tanto, fundamentalmente diferente de los parámetros internos y los coeficientes del modelo de simulación que requieren de calibración, un error en un dato significa que el modelo es analizado en un caso diferente del que se pretende, al igual que entrar en un destino equivocado en una instrucción.

Por ejemplo, la exactitud de los datos de entrada puede tener repercusiones importantes en el calendario de futuras intervenciones, a veces más importantes que la tasa de deterioro. Esto se debe a que el HDM utiliza modelos incrementales y la condición existente es el punto de inicio para la elaboración de modelos. Esto se ilustra en la Figura 2.07 que muestra algunos criterios de intervención con una diferencia en la condición inicial, marcando diferentes momentos para intervenciones futuras.

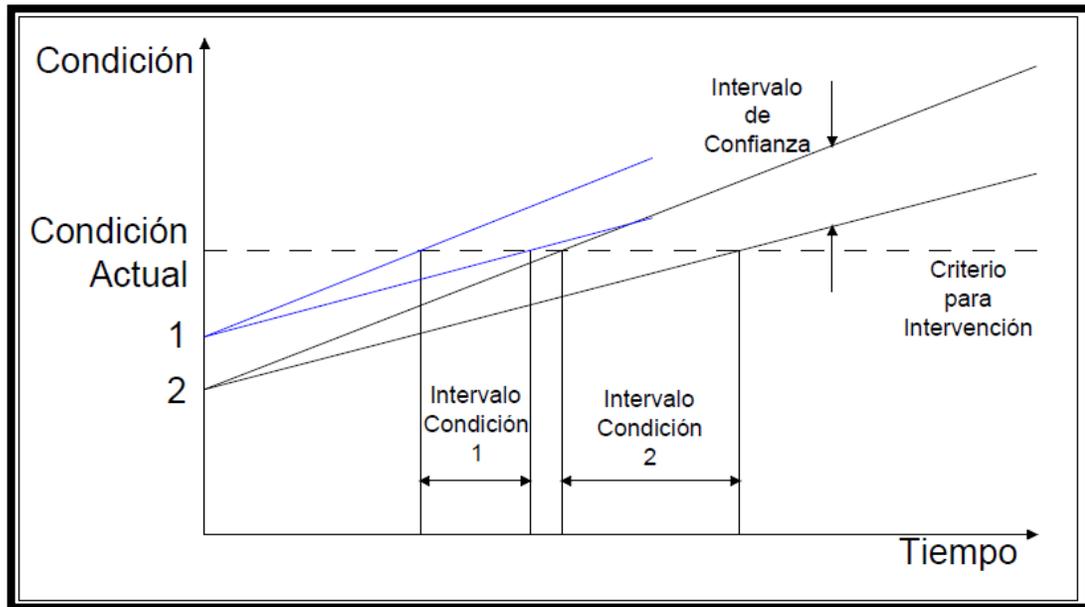


Figura 2.07.-Efecto de la condición existente en provocar el mantenimiento.

Así como la información puede ser imprecisa o muy precisa, el modelo HDM puede funcionar, ya sea con información muy simple o una información mucho más detallada. Sin embargo, por la naturaleza de los modelos de simulación y el software, los parámetros de entrada del modelo son fijos y explícitos.

Por último, nos fijamos en cómo el usuario se encarga de las cuestiones relacionadas con la exactitud y la aproximación. Estos a menudo tienen importantes implicaciones para el funcionamiento de un sistema de gestión de carreteras, pero también tiene un impacto en la fiabilidad de los resultados y decisiones.

CAPITULO III

**“REQUERIMIENTOS DE
INFORMACION”**

3.1. REQUERIMIENTOS DE INFORMACION

3.1.1. INTRODUCCION

Para llevar a cabo la calibración de un determinado modelo de deterioro, se debe contar con información completa y de calidad del pavimento en estudio recopilada para un periodo prolongado de tiempo, con el fin de recrear el comportamiento del pavimento de manera certera y confiable.

En esta investigación se utilizó información de la red vial de El Salvador, proporcionada por la Unidad de Planificación Vial, del Ministerio de Obras Publicas. Esta base de datos cuenta con información actualizada para los años 2004, 2005 y 2007, abarcando un periodo de aproximadamente 5 años comenzando el periodo de análisis en el 2003. Para mejorar el análisis se hizo necesario recopilar información de campo para el año 2010, para lograr cubrir un periodo de 8 años y tener una mejor visión del comportamiento del pavimento.

Considerando que dentro del estudio serían utilizados datos medidos en años anteriores, los cuales fueron obtenidos con procedimientos que garantizan cierta confiabilidad en los datos, se quiso que la variabilidad y dispersión de los datos recolectados en los tramos para este año fueran lo menor posible, para garantizar que el nivel de confiabilidad de la información fuera mejor a la de proyectos anteriores. Es por esta razón que se realizó un análisis de sensibilidad para los modelos de Grietas y Baches con el objetivo de establecer que variables tienen mayor influencia en el comportamiento de dichos modelos, y medirlas con mayor énfasis y precisión en el campo.

Para realizarlo se aplicó un procedimiento estadístico, que permite incorporar una cierta ponderación numérica a las distintas variables utilizadas en modelos de deterioro, útil para el procedimiento de selección de variables influyentes. Este procedimiento es de la autoría del Dr. Marcelo Bustos G. en su Tesis Doctoral titulada “**METODOLOGIA DE DESARROLLO Y UTILIZACION DE MODELOS INCREMENTALES DE PREDICCIÓN DEL DETERIORO EN CAMINOS, Y SU APLICACION A PAVIMENTOS DE HORMIGÓN**”. Desarrollado para la Pontificia Universidad Católica de Chile.

3.1.2. ANALISIS DE SENSIBILIDAD RELATIVA.

Dentro de este procedimiento específico se encuentran 2 parámetros de sensibilidad relativa:

- **Efecto:** Indica el tipo de influencia que una variable determinada tiene en un indicador de deterioro, si su influencia es positiva (+) indica que al aumentar el valor de la variable aumentara el valor del indicador de deterioro, y tiene una influencia negativa (-) si el aumento del valor de la variable disminuye el valor del indicador de deterioro.

- **Índices de sensibilidad:**

Se calculan de forma empírica siguiendo el siguiente procedimiento:

- Utilizando bases de datos para los distintos tramos de pavimentos, se obtienen valores para las diferentes variables incluidas en los modelos.
- Calcular el promedio de cada variable y su desviación estándar.
- Sumar y restar la desviación estándar a cada promedio calculado para cada variable.
- Se obtendrán dos valores que serán indicadores de la distribución de cada variable con respecto a su media.
- Si el valor que resulta de la resta de la desviación estándar al valor promedio es inferior al valor mínimo que puede tomar la variable, por ejemplo un valor negativo de tránsito o CBR, se toma este valor (cero en todos los casos), para variables auxiliares estos valores son 0 y 1.
- Utilizando las ecuaciones de cada modelo se calcula un valor promedio de deterioro, sustituyendo cada variable por su valor promedio, calculado anteriormente, y usando cero para variables auxiliares.
- Ahora se calcula el deterioro, sustituyendo para una variable sus valores que resultan de la suma y resta de la desviación estándar al promedio, manteniendo el resto de variables con su valor medio.
- Repetir para todas las demás variables del modelo analizado.
- Esto permite obtener bandas o amplitudes de deterioro para cada una de las variables.

- Para cuantificar las amplitudes:
- Calcular la diferencia porcentual de los deterioros predichos respecto al medio.
- Se suman los valores absolutos de las diferencias porcentuales de cada variable, obteniendo un ancho de banda.
- Según el valor obtenido se le asigna un índice de sensibilidad, según la tabla 3.01.

Tabla 3.01
Índice de Sensibilidad de Variables.

ANCHO DE BANDAS	INDICE DE SENSIBILIDAD
Menor a 5%	1
Entre 5% y 20%	2
Entre 20% y 50%	3
Entre 50% y 100%	4
Mayor a 100%	5

Fuente: "Metodología de Desarrollo y Utilización de Modelos Incrementales de Predicción del Deterioro en Caminos y su Aplicación a Pavimentos de Hormigón".

Todo el procedimiento de obtención de los índices de sensibilidad se ejemplifica numéricamente en la tabla 3.02, para el caso de la ecuación de inicio de grietas totales, siempre utilizando información provista por la base de datos de la UPV, para el año 2004.

SENSIBILIDAD RELATIVA

MODELO: INICIO DE AGRIETAMIENTO TOTAL

CONDICION: BASES NO ESTABILIZADAS

FORMULA:
$$ICA = K_{cia} \left\{ CDS^2 a_0 \exp \left[a_1 SNP + a_2 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] + CRT \right\}$$

VARIABLE	UNIDAD	\bar{X}	σ	$\bar{X} + \sigma$	$\bar{X} - \sigma$	ICAp	ICA1	ICA2	Dif% _{min}	Dif% _{max}	AB	IS
K _{cia}		1.00	0.00	1.00	1.00	1.87	1.87	1.87	0.0%	0.0%	0.0%	1
CDS		1.00	0.50	1.50	0.50		4.21	0.47	125.0%	75.0%	200.0%	5
SNP	pulg.	4.18	2.21	6.39	1.97		3.30	0.57	76.4%	69.7%	146.1%	5
a ₀		4.21	0.00	4.21	4.21		1.87	1.87	0.0%	0.0%	0.0%	1
a ₁		0.14	0.00	0.14	0.14		1.87	1.87	0.0%	0.0%	0.0%	1
a ₂		-0.17	0.00	-0.17	-0.17		1.87	1.87	0.0%	0.0%	0.0%	1
YE4	Millones/carril	15.37	6.13	21.51	9.24		1.72	2.04	8.2%	8.9%	17.1%	2
CRT	años	0.00	0.00	0.00	0.00		1.87	1.87	0.0%	0.0%	0.0%	1

DONDE:

ICA: Tiempo en años para el inicio del agrietamiento total.

CDS: Indicador de defectos de la construcción para superficies asfálticas.

YE4: Número anual de ejes equivalentes.

SNP: Número estructural promedio.

CRT: Retardo en la aparición de grietas debido al mantenimiento.

K_{CIA}: Factor de calibración para el inicio de todas las grietas estructurales.

a₀, a₁, a₂: Coeficientes de los pavimentos flexibles.

ICAp: ICA calculado con los valores medios de las variables.

ICA1: ICA calculado con las medias de las variables, excepto X_j, que se calcula con X + σ

ICA2: ICA calculado con las medias de las variables, excepto X_j, que se calcula con X - σ

Dif%_{min}: 100(ICA1j-ICAp)/ICAp

Dif%_{max}: 100(ICA2j-ICAp)/ICAp

AB: abs(Dif%_{min}) + abs(dif%_{max})

IS: Índice de sensibilidad en función del ancho de banda según la tabla 3.1

Tabla 3.02 - Ejemplo numérico de obtención de índice de Sensibilidad.

Se puede notar que las variables SNP y CDS presentan un índice de sensibilidad de 5, lo que indica que tienen una gran influencia en el inicio de grietas totales, y la variable YA4 tiene un índice de sensibilidad de 2, tiene una influencia baja, el resto de variables presentan un índice de sensibilidad de 1, lo que indica que tienen un efecto imperceptible sobre los resultados de la fórmula analizada. La clase de sensibilidad que le corresponde a cada IS según HDM-4, son las siguientes:

Tabla 3.03
Índice y Clase de sensibilidad según impacto.

IMPACTO	INDICE DE SENSIBILIDAD	CLASE DE SENSIBILIDAD HDM-4
Alto	5	S-I
Moderado	3 - 4	S-II
Bajo	2	S-III
Muy Bajo	1	S-IV

Al realizar este mismo procedimiento para todas las ecuaciones, las variables que presentan índices de sensibilidad altos es decir S-I y S-II son las siguientes:

Tabla 3.04

Análisis de sensibilidad de modelos de deterioro de Grietas y Baches.

CLASE DE SENSIBILIDAD	INDICE DE SENSIBILIDAD	PARAMETRO	CONFIABILIDAD
S-I	5	Número Estructural	90% a 95%
		Número Estructural Modificado	
		Volumen de Tránsito	
		Deflexión	
S-II	4	Cargas por año	80% a 85%
		Factores de Clima y Drenaje	
		Área de agrietamiento total	
		Área de agrietamiento ancho	
		Factor de inicio de agrietamiento	
		Factor de progresión de agrietamiento	

3.1.3. CLASES DE DATOS UTILIZADOS

Las clases de datos utilizados para realizar la calibración de los modelos de deterioro de Grietas y Baches para HDM-4, son básicamente las siguientes:

- Datos Generales
- Datos Estructurales
- Datos Geométricos
- Datos de Auscultación
- Datos Históricos (de otros pavimentos, de la construcción, de mantenimiento).
- Datos de Medio Ambiente
- Datos de Tránsito

Con estos datos podemos analizar y modelar el comportamiento del pavimento y de esta forma poder determinar los factores de calibración para ajustarlos lo más posible a las condiciones locales, por lo que es necesario que los datos sean rápidamente accesibles. A continuación se presentan, en las Tablas de la 3.05 a 3.11, la información que cada clase de dato requiere y su utilidad en el análisis de calibración de modelos de deterioro HDM-4.

Tabla 3.05
Datos Generales.

TIPOS DE DATOS	UTILIDAD
Tipo de flujo Velocidad	Configuración inicial HDM - 4
Patrón de flujo Trafico	Configuración inicial HDM - 4
Zona climática	Configuración inicial HDM - 4
Categoría de la carretera	Configuración inicial HDM - 4
Tipo de superficie	Configuración inicial HDM - 4
Tipo de pavimento	Configuración inicial HDM - 4
Longitud de tramo	Configuración inicial HDM - 4
Ancho de calzada	Configuración inicial HDM - 4
Ancho de hombros	Configuración inicial HDM - 4
Número de carriles	Configuración inicial HDM - 4

Tabla 3.06
Datos Geométricos.

TIPOS DE DATOS	UTILIDAD
Subidas y Bajadas	Configuración geométrica de la carretera
Curvatura Horizontal	Configuración geométrica de la carretera
Límite de velocidad	Configuración geométrica de la carretera
Altitud	Configuración geométrica de la carretera
Tipo de drenaje	Configuración geométrica de la carretera

Tabla 3.07
Datos Estructurales.

TIPOS DE DATOS	UTILIDAD
Tipo de material	Establecer el comportamiento del pavimento
Espesor reciente	Establecer el comportamiento del pavimento
Espesor previo	Establecer el comportamiento del pavimento
Numero estructural	Establecer el comportamiento del pavimento
CBR de la Sub-Rasante	Aporte de resistencia por parte de la Sub-Rasante
Temporada	Efecto sobre el valor de SN

Tabla 3.08
Datos de auscultación.

TIPO DE DATOS	UTILIDAD
Baches	<ul style="list-style-type: none"> • Descripción del estado actual • Predicción del estado a futuro • Tendencia del comportamiento del modelo de baches.
Grietas Superficiales	<ul style="list-style-type: none"> • Descripción del estado actual. • Predicción del estado futuro. • Tendencia del comportamiento del modelo de grietas.
Deflexión	<ul style="list-style-type: none"> • Descripción del estado actual • Predicción del estado futuro • Identificar insuficiencias estructurales • Determinar restricciones de carga
Propiedades del material de las capas	<ul style="list-style-type: none"> • Estimar la variabilidad entre secciones • Desarrollar bases para mejorar los estándares de diseño
Geotecnia	<ul style="list-style-type: none"> • Definir características generales de los terrenos de fundación.

Tabla 3.09
Datos Históricos.

TIPO DE DATOS	UTILIDAD
Historia de Mantenición	<ul style="list-style-type: none"> • Identificar variaciones en el comportamiento del pavimento debido al efecto del mantenimiento.
Historia de Construcción	<ul style="list-style-type: none"> • Evaluar efectividad de la construcción • Determinar valores para los parámetros relacionados con la construcción.
Historia del Transito	<ul style="list-style-type: none"> • Definir características del tránsito local • Estimar tendencias del comportamiento

Tabla 3.10
Datos de Clima y Drenaje

TIPO DE DATOS	UTILIDAD
Drenaje	Evaluar el comportamiento de la red
Clima	Evaluar el comportamiento de la red

Tabla 3.11
Datos de Tránsito.

TIPO DE DATOS	UTILIDAD
Tipos de Vehículos	<ul style="list-style-type: none"> • Conocer las características físicas y técnicas de los vehículos que circulan.
Flota Vehicular	<ul style="list-style-type: none"> • Conocer las características físicas y técnicas de los vehículos que circulan.
Volumen	<ul style="list-style-type: none"> • Determinar las sollicitación de transito y la demanda vehicular que transitan sobre la carretera.
Ejes Equivalentes	<ul style="list-style-type: none"> • Estimar el efecto de las cargas en el deterioro de los pavimentos.

3.1.4. DEFINICION DEL TRAMO DE ESTUDIO.

Basándose en la información proporcionada por la Unidad de Planificación Vial del Ministerio de Obras Publicas, se escogió como objeto de estudio la carretera CA-01W.

Para esta investigación se hizo necesario establecer una ‘**Banda de Estudio o Banda de Prueba**’, conformada por una longitud de 5.00 km, a lo largo del carril derecho, es decir, en los tramos en que la calzada es de 3 carriles, se tomó el carril N°9 y en los tramos en que la calzada se vuelve de 2 carriles se tomó el carril N°7, ver figura 3.01.

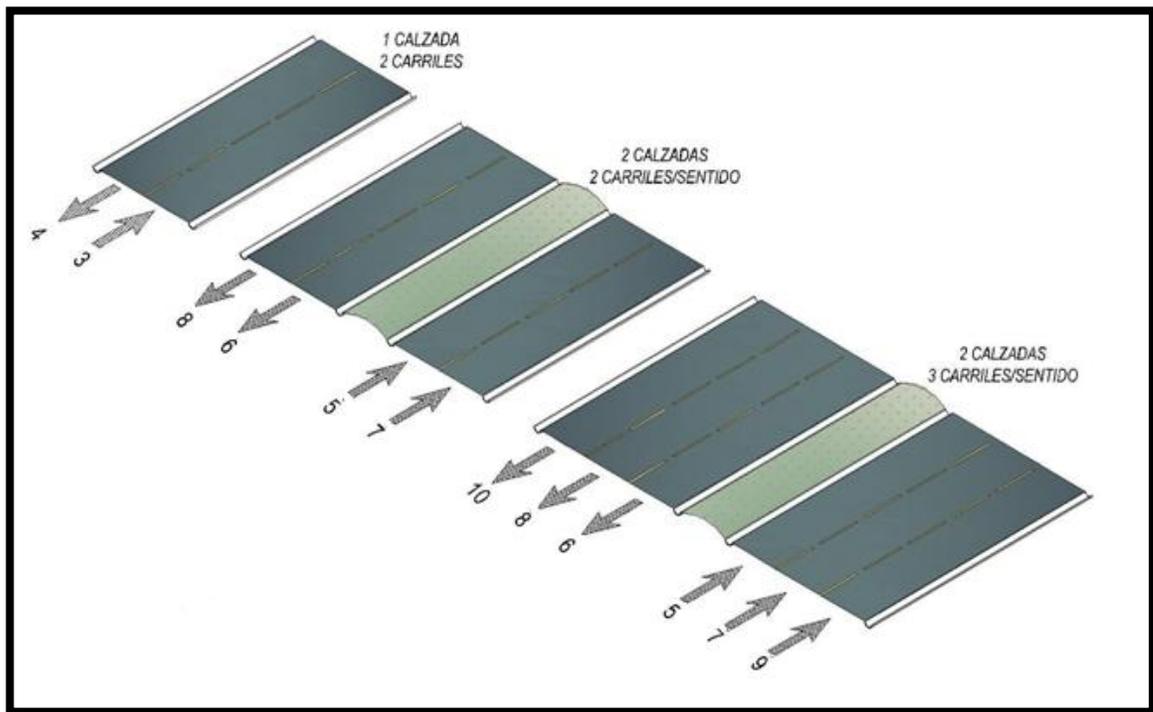


Figura 3.01.-Código Internacional Numérico que representa la asignación del número de carril según el tipo de Vía

Según este código, si el inventario se realiza en el sentido del carril N°7, indica que se está hablando de dos carriles en el sentido ascendente del kilometraje. Si el inventario se realiza en el sentido del carril N°8 indica que se está hablando de dos carriles en el sentido descendente del kilometraje.

Si el inventario se realiza en el sentido del carril N°9, indica que se está hablando de tres carriles en el sentido ascendente del kilometraje. Si el inventario se realiza en el sentido del carril N°10 indica que se está hablando de tres carriles en el sentido descendente del kilometraje.

Tabla 3.12
Características de la Banda de Estudio

Código	Tramo	Km Inicio	Km Final	Longitud (Km)	Categoría Funcional
CA01W	San Salvador (Int. Av Revolución) - Santa Tecla (ITCA).	6.00	11.00	5.00	Primaria

Para procurar uniformidad en las actividades de relevamiento y concordancia con la información proporcionada por la UPV, se dividió la Banda de Prueba en segmentos de 250 m, obteniendo 20 tramos de estudio.

A continuación se presentan los datos de inventario proporcionados por la UPV para la Banda de Estudio.

Tabla 3.13.

Datos generales para banda de estudio

Tramo	Tipo Flujo Velocidad	Patrón Flujo Trafico	Zona Climática	Categoría Carretera	Tipo Superficie	Tipo Pavimento	Longitud Tramo	Ancho Calzada	Ancho Hombros	Numero Carriles
6+000 a 6+250	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	5.80 m.	0.00 m.	2
6+250 a 6+500	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	8.70 m.	0.00 m.	3
6+500 a 6+750	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	8.70 m.	0.00 m.	3
6+750 a 7+000	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	8.70 m.	0.60 m.	3
7+000 a 7+250	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	0.60 m.	3
7+250 a 7+500	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	0.60 m.	3
7+500 a 7+750	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	0.00 m.	3
7+750 a 8+000	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	0.00 m.	3
8+000 a 8+250	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	0.00 m.	3
8+250 a 8+500	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	1.00 m.	3
8+500 a 8+750	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	1.00 m.	3
8+750 a 9+000	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	1.00 m.	3
9+000 a 9+250	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	1.00 m.	3
9+250 a 9+500	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	9.60 m.	1.00 m.	3
9+500 a 9+750	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	6.40 m.	1.00 m.	2
9+750 a 10+000	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	6.40 m.	1.00 m.	2
10+000 a 10+250	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	6.40 m.	1.00 m.	2
10+250 a 10+500	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	6.40 m.	1.00 m.	2
10+500 a 10+750	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	6.40 m.	0.00 m.	2
10+750 a 11+000	Carril Estandar	Flujo Libre	El Salvador	Primaria	Bituminosa	MA/BG	0.25 Km.	7.00 m.	0.00 m.	2

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Publicas.

Tabla 3.14.
Datos geométricos para banda de estudio.

Tramo	Subidas y Bajadas	Curvatura Horizontal	Limite Velocidad	Altitud	Tipo de Drenaje
6+000 a 6+250	1.00 m/Km.	30.99 °/Km.	60.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
6+250 a 6+500	1.50 m/Km.	89.30 °/Km.	60.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
6+500 a 6+750	2.00 m/Km.	140.33 °/Km.	60.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
6+750 a 7+000	3.00 m/Km.	186.44 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
7+000 a 7+250	7.53 m/Km.	196.87 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
7+250 a 7+500	7.55 m/Km.	69.86 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
7+500 a 7+750	2.25 m/Km.	56.09 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
7+750 a 8+000	2.80 m/Km.	90.98 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
8+000 a 8+250	5.95 m/Km.	54.06 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
8+250 a 8+500	5.05 m/Km.	93.39 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
8+500 a 8+750	3.20 m/Km.	79.66 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
8+750 a 9+000	8.75 m/Km.	39.77 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
9+000 a 9+250	9.00 m/Km.	50.49 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
9+250 a 9+500	10.75 m/Km.	35.36 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
9+500 a 9+750	7.50 m/Km.	37.49 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
9+750 a 10+000	2.50 m/Km.	48.01 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
10+000 a 10+250	1.30 m/Km.	39.95 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
10+250 a 10+500	0.00 m/Km.	63.36 °/Km.	80.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
10+500 a 10+750	0.00 m/Km.	63.36 °/Km.	60.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo
10+750 a 11+000	0.95 m/Km.	42.79 °/Km.	60.00 Km/h	789.00 m.s.n.m.	Poco Profundo

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Publicas.

3.2. SOLICITACIONES DE TRANSITO

El tránsito solicitante es un factor de primera importancia a la hora de determinar o predecir el daño en el tiempo que sufrirá un pavimento en un período dado. Se puede apreciar que el volumen de vehículos ha crecido en forma importante en los últimos años, pero ese aumento ha sido aún mayor si lo vemos en términos de la carga que se transporta (Figura 3.02), esta situación tiene una implicancia significativa en el comportamiento de los pavimentos.

Las cargas de los vehículos son transmitidas al pavimento mediante dispositivos de apoyo multirruedas, para distribuir la carga total sobre una superficie mayor. Esto tiene el efecto de reducir las tensiones y deformaciones que se desarrollan al interior de la superestructura.

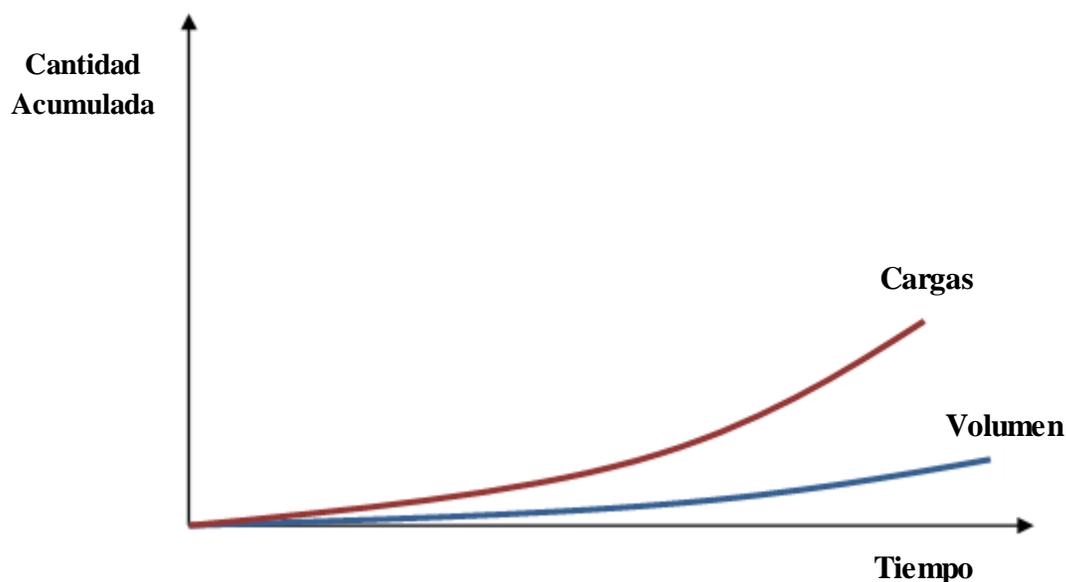


Figura 3.02 – **Solicitud de Tránsito**

Fuente: Gestión de Infraestructura Vial, Dr. Hernán de Solminihac.

3.2.1. EFECTOS DE LAS CARGAS EN LOS PAVIMENTOS

Las solicitaciones de cargas en los pavimentos son las principales causas del deterioro de los caminos, a lo cual se agrega el efecto del clima. Estos dos tipos de solicitaciones se suman llevando a la consiguiente pérdida de capacidad del pavimento. Uno de los mayores problemas que se encuentran en las predicciones teóricas sobre el efecto destructivo de las cargas del tránsito, es el de decidir cuál es el criterio determinante a utilizar: tensión, deformación o serviciabilidad. Aun definido este problema la dificultad persiste debido a la multiplicidad de factores que intervienen, esto es, tipo de apoyo, intensidad y frecuencia de las cargas, rigidez relativa de las capas componentes, etc.

En general las cargas no son relevantes si su intensidad no sobrepasa un determinado valor. Es por esto que no se consideran los vehículos livianos, autos y camionetas, y sólo son determinantes en el diseño los vehículos comerciales: camiones y buses. Los tipos de apoyo más usuales de los vehículos comerciales son los siguientes (Figura 3.03):

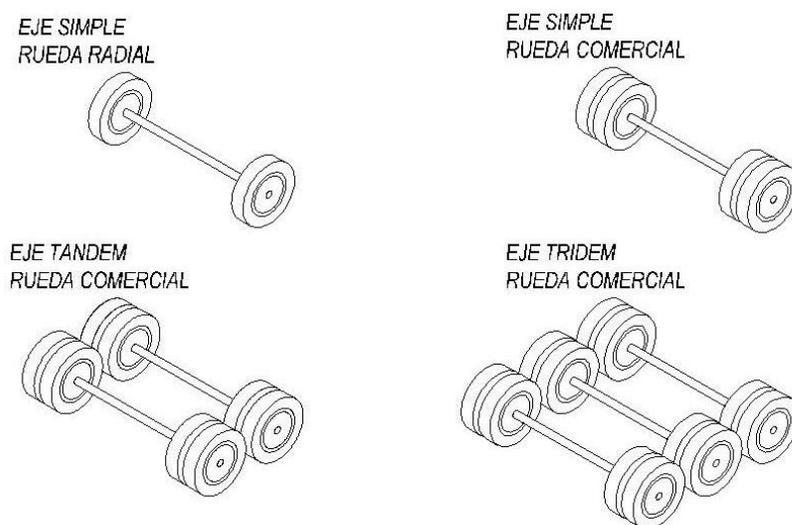


Figura 3.03.- Configuración de ejes comúnmente utilizados.

3.2.2. CARACTERÍSTICAS DEL TRANSITO

Un aspecto muy importante en la determinación de las solicitudes de tránsito es conocer de forma precisa las características del tránsito, que va desde conocer los tipos de vehículos circulantes hasta los niveles de carga de ellos.

3.2.2.1. CENSO DE TRANSITO (VOLÚMENES Y CARGAS)

Esta actividad consiste en desarrollar una metodología eficiente mediante la cual se puede tener un conocimiento global del tránsito que circula por la red y determinar las principales características de la utilización de los caminos nacionales. A continuación se entrega una lista de recomendaciones para la realización de un censo de tránsito.

a) Características del Censo

- i. Se hace cada dos años:
- ii. En días laborales.

El Tránsito Promedio Diario Anual (T.P.D.A.), corresponde a la cantidad total de vehículos que circulará en promedio cada día por la vía durante los 365 días del año. Este valor se obtiene a partir del promedio aritmético de los TPDA's, para cada día del año.

b) Selección de zonas y caminos tipo

Se basa en dos factores:

- Factores climáticos; y
- Actividad productiva preponderante.

c) Clasificación de vehículos censados:

- Autos,
- Pick-ups
- Microbuses Pequeños y Medianos
- Buses Convencionales
- Camiones Simples de 2 y 3 ejes
- Camiones Pesados tipo Semi-Remolque.

Para obtener el TPDA, se utilizó la metodología empleada en el “Estudio de Transporte Urbano del A.M.M.S.S” realizado por TAHAL GROUP INTERNATIONAL, que consiste en medir 12 horas continuas desde las 6:00 a.m hasta las 6:00 p.m. Como resultados se obtuvo para la carretera CA-01W, el siguiente Transito Promedio Diario Anual (TPDA).

TRANSITO											
AÑO	2010	VÍA:	CA-01W	TRAMO	San Salvador - Santa Tecla Desde Km 6 al Km 11						
COMPOSICION											
Autos	Pick Up	Microbús Pequeño	Microbús Mediano	Bus	C-2	C-3	T2-S2	T2-S3	T3-S2	T3-S3	TPDA
54,498	10,063	3,938	1,867	4,594	3,705	320	0	14	599	336	79,932
68%	13%	5%	2%	6%	5%	0%	0%	0%	1%	0%	100%

Tabla 3.15.- TPDA para la carretera CA-01W, año 2010.

Tabla 3.16.- Tránsito Promedio Diario Anual para los años del análisis. .

Tramo	Dirección Flujo	TPDA 2,004		TPDA 2,005		TPDA 2,007	
		Motorizado	NO Motorizado	Motorizado	NO Motorizado	Motorizado	NO Motorizado
6+000 a 6+250	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
6+250 a 6+500	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
6+500 a 6+750	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
6+750 a 7+000	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
7+000 a 7+250	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
7+250 a 7+500	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
7+500 a 7+750	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
7+750 a 8+000	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
8+000 a 8+250	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
8+250 a 8+500	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
8+500 a 8+750	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
8+750 a 9+000	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
9+000 a 9+250	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
9+250 a 9+500	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
9+500 a 9+750	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
9+750 a 10+000	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
10+000 a 10+250	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
10+250 a 10+500	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
10+500 a 10+750	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0
10+750 a 11+000	Un Sentido Ascenso	72,568	0	75,326	0	74,866	0

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas

3.2.2.2. TASA DE CRECIMIENTO VEHICULAR.

La tasa de crecimiento vehicular es muy importante para determinar cuál será el comportamiento del tránsito a futuro y a qué cantidad de cargas estará sometido el pavimento a lo largo del periodo de análisis. Para no utilizar valores aproximados o supuestos, se calculó la tasa de crecimiento vehicular para la CA-01W, utilizando los datos de tránsito proporcionados por la UPV, para los años, 2004, 2005, 2007, más los datos de tránsito medidos para 2010.

- **Cálculo de la Tasa de Crecimiento.**

La tasa de crecimiento corresponde a la variación porcentual de la cantidad del último año de medición con respecto a la medición anterior.

Para ello se hace un estudio tomando en cuenta las mediciones de TPDA de cada tipo de vehículo, suponiendo la siguiente relación⁵:

$$i = t \frac{TPDA_F}{TPDA_0} - 1 \quad (\text{Ec. 3.01})$$

Donde:

i	: Tasa anual de crecimiento del tránsito.
t	: Número de años entre el primero y el último de la muestra.
TPDA _F	: Tránsito Promedio Diario Anual futuro.
TPDA ₀	: Tránsito Promedio Diario Anual actual.

⁵ Wright, 1996.

CALCULO DE TASA DE CRECIMIENTO POR VEHICULO

VEHICULO	ESQUEMA	2,002	2,004	2,007	2,010	TASA CREC.
Auto		49,796	51,635	50,624	54,489	1.34%
Pick-Up		9,397	9,626	9,919	10,063	0.90%
Microbus Pequeño		3,294	3,472	3,541	3,940	2.13%
Microbus Mediano		1,516	1,596	1,624	1,870	2.45%
Bus		4,063	4,255	4,304	4,596	1.49%
C-2		3,483	3,615	3,668	3,700	0.81%
C-3		290	301	310	319	1.22%
T2-S2		0	0	0	0	0.00%
T2-S3		10	11	14	15	5.51%
T3-S2		566	580	591	599	0.74%
T3-S3		153	235	271	341	10.97%

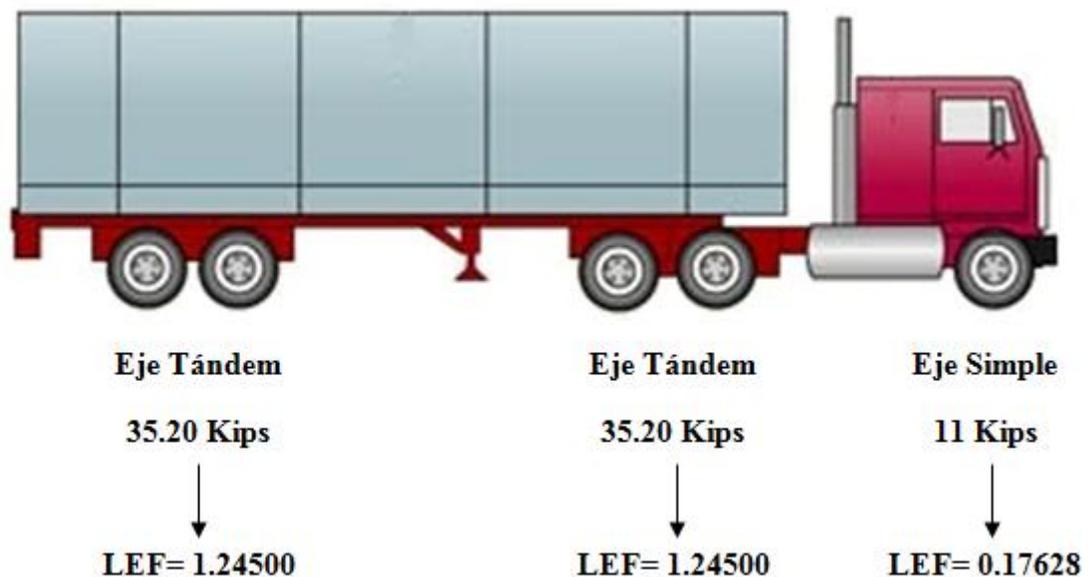
Figura 3.17.-Calculo de la Tasa de crecimiento por vehículo

3.2.2.3. FACTOR CAMION (LEF'S)

Para la Composición de la Flota de Vehículos que circula sobre la red vial analizada, se calculó el efecto destructivo de cada tipo de vehículo, conocido como “Factor de Camión” (LEF's), sobre el pavimento, según el procedimiento que establece el “MANUAL CENTROAMERICANO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS”, en el Capítulo 3, (Ver Anexo D). Considerando un Número Estructural del Pavimento de 3.00 y una Serviciabilidad Final de $P_0 = 2.5$.

Los resultados se presentan en la tabla 3.18.

FACTOR CAMION PARA UN T3-S2.



$$\text{FACTOR CAMION (FC)} = 0.17628 + 1.24500 + 1.24500$$

$$\text{FACTOR CAMION (FC)} = 2.66628$$

CALCULO DE FACTOR DE CAMION POR POR VEHICULO

VEHICULO	ESQUEMA	EJE	TIPO DE EJE	PESO (Ton, Kips)	LEF's	FACTOR CAMION
Auto		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	1.00 2.20	0.00067	0.00134
		de Tracción	Simple Ruedas Radiales	1.00 2.20	0.00067	
Pick-Up		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	1.00 2.20	0.00067	0.02804
		de Tracción	Simple Ruedas Radiales	3.00 6.61	0.02737	
Microbus Pequeño		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	1.50 3.31	0.00272	0.03009
		de Tracción	Simple R. comerciales	3.00 6.61	0.02737	
Microbus Mediano		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	4.00 8.80	0.07847	1.01475
		de Tracción	Simple R. comerciales	8.00 17.60	0.93628	
Bus		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	6.00 13.20	0.17628	3.17888
		de Tracción	Simple R. comerciales	10.80 23.76	3.00260	
C-2		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	5.00 11.00	0.17628	2.34628
		de Tracción	Simple R. comerciales	10.00 22.00	2.17000	
C-3		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	5.00 11.00	0.17628	1.55628
		de Tracción	Simple R. comerciales	16.50 36.30	1.38000	
T2-S2		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	5.00 11.00	0.17628	2.91128
		de Tracción	Simple R. comerciales	9.00 19.80	1.49000	
		de Arrastre	Tandem Doble Rueda	16.00 35.20	1.24500	
T2-S3		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	5.00 11.00	0.17628	2.44728
		de Tracción	Simple R. comerciales	9.00 19.80	1.49000	
		de Arrastre	Tridem Triple Rueda	20.00 44.00	0.78100	
T3-S2		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	5.00 11.00	0.17628	2.66628
		de Tracción	Tandem Doble Rueda	16.00 35.20	1.24500	
		de Arrastre	Tandem Doble Rueda	16.00 35.20	1.24500	
T3-S3		de Dirección	Simple Ruedas Radiales	5.00 11.00	0.17628	2.20228
		de Tracción	Tandem Doble Rueda	16.00 35.20	1.24500	
		de Arrastre	Tridem Triple Rueda	20.00 44.00	0.78100	

Tabla 3.18.- Factor de Camión para cada tipo de Vehículo.

3.2.2.4. PATRON DE FLUJO.

Uno de los aspectos relacionados con el tránsito que HDM-4 tomó en cuenta para el análisis es el Patrón de Flujo Vehicular, este congrega una serie de datos relacionados a las características y comportamiento del Flujo vehicular de la zona del proyecto.

- **Tipo de Patrón de Flujo.**

El patrón de Flujo para este Proyecto es de tipo “**Inter – Urbano**”, los periodos han sido calculados a partir de los datos de tránsito proporcionados por la UPV y el tránsito medido para 2010, observando el comportamiento por año, y su variación a lo largo del día. No se consideraron variaciones estacionales ni mensuales.

PERIODO	DESCRIPCION	HORAS POR AÑO	HORAS DIARIAS	% TPDA
1	6:00 a.m - 8:00 a.m & 11:30 a.m - 1:30 p.m	1,460.00	4.00	24.67%
2	8:00 a.m -11:30 a.m & 1:30 p.m - 4:00 p.m	2,190.00	6.00	31.86%
3	4:00 p.m - 6:00 p.m	730.00	2.00	14.16%
4	6:00 p.m -10:00 p.m	1,460.00	4.00	12.34%
5	10:00 p.m - 6:00 a.m	2,920.00	8.00	16.97%
TOTAL		8,760.00	24.00	100.00%

Tabla 3.19.- Patrón de Flujo Vehicular, Carretera CA-01W.

3.2.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Se presentan a continuación, las características técnicas de operación de los vehículos que componen la Flota Vehicular que circula sobre la Carretera CA-01W

Tabla 3.20

Características técnicas y operacionales de Vehículos Livianos para la CA-01W.

CARACTERÍSTICAS	AUTO	PICK - UP	MICROBÚS PEQUEÑO	MICROBÚS MEDIANO
Espacio Equivalente en vehículo de Pasajeros	1	1	1.2	1.3
Número de Ruedas	4	4	4	6
Número de Ejes	2	2	2	2
Tipo de Neumático	Radial	Convencional	Radial	Convencional
Número de Reencauches	1.3	1.3	1.3	1.3
Costo de Reencauche	15%	15%	15%	15%
Kilómetros Anuales	23,000	30,000	30,000	70,000
Horas Trabajo	550	1,300	750	1,750
Vida Media (años)	10	8	8	7
Uso Privado	60%	30%	5%	0
Pasajeros	2	0	12	20
Viajes de Trabajo	40%	70%	90%	95%
ESAL's	0.0013	0.028	0.0301	1.0148
Peso en Marcha	2 Ton.	3 Ton.	3 Ton.	6 Ton.

Fuente: Grupo Q, El Salvador

Tabla 3.21

Características técnicas y operacionales de Vehículos Pesados para la CA-01W.

CARACTERÍSTICAS	AUTOBÚS	C - 2	C - 3	T2 - S2	T2 - S3	T3 - S2	T3 - S3
Espacio Equivalente en vehículo de Pasajeros	1.5	1.4	1.4	1.8	1.8	1.8	1.8
Número de Ruedas	6	6	10	18	18	18	22
Número de Ejes	2	2	2	5	5	5	6
Tipo de Neumático	Convencional	Convencional	Convencional	Convencional	Convencional	Convencional	Convencional
Número de Reencauches	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Costo de Reencauche	15%	15%	15%	15%	15%	15%	15%
Kilómetros Anuales	70,000	40,000	40000	86000	86000	86000	86000
Horas Trabajo	1,750	1,200	1,200	4380	2050	2050	2050
Vida Media (años)	7	7	7	7	10	10	10
Uso Privado	0	0	0	0	0	0	0
Pasajeros	50	0	0	0	0	0	0
Viajes de Trabajo	95%	95%	95%	95%	95%	95%	95%
ESAL's	3.3362	2.3463	1.55628	2.91128	2.44728	2.66628	2.20228
Peso en Marcha	10 Ton.	15 Ton.	22 Ton.	30 Ton.	34 Ton.	37 Ton.	41 Ton.

Fuente: Información de concesionarios de camiones comerciales y camiones articulados.

3.3. SOLICITACIONES DE MEDIO AMBIENTE

Dentro de las principales solicitudes a las que se ven sometidos los pavimentos, además del tránsito que circula sobre él, tenemos las solicitudes generadas por las condiciones medioambientales del entorno, las cuales se representan por medio de la temperatura y la lluvia (precipitaciones), bajo estas condiciones se pueden tener diversidad de efectos sobre los pavimentos, los cuales se muestran a continuación:

3.3.1. EFECTOS DE LA TEMPERATURA

- Producirá envejecimiento superficial de la capa de rodado.
- Efecto de altas temperaturas:
 - ✓ Ablandamiento del asfalto (reduciendo el espesor).
 - ✓ Reducción de la viscosidad del asfalto.

3.3.1.1. EFECTOS DE LA HUMEDAD (PRECIPITACIONES)

En general, tendremos las siguientes consecuencias:

- Disgregación de la mezcla.
- Transporte de contaminantes en grietas.
- Reducción de la resistencia y estabilidad de la base, sub-base y sub-rasante.
- También afecta la resistencia al deslizamiento.

Los efectos que se generan a partir de las condiciones medioambientales antes mencionadas, deben de tener especial consideración al momento de analizar el comportamiento de los pavimentos. A continuación se presentan los datos utilizados para la configuración del patrón de clima para la carretera CA-01W.

Tablas 3.22

Características climáticas de la Ciudad de San Salvador.

PATRON CLIMATICO : SAN SALVADOR CLIMA TROPICAL	
Clasificación de humedad	Húmedo
Índice de Humedad	83%
Duración de la época Seca	50%
Precipitación Mensual	143 mm/m
Temperatura promedio	25°C
ΔT°	5°C
Días con T° mayores a 32°C	300
Índice de congelamiento	0
Altitud	789 m.s.n.m

Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales, SNET.

3.4. DRENAJE

3.4.1. CARACTERISTICAS Y CONDICION

Una de las variables que afectan considerablemente el apareamiento temprano de los deterioros en los pavimentos, es la calidad y tipo de drenaje, pues va de la mano con las condiciones climáticas, un buen drenaje debe proteger a la estructura del pavimento de la humedad y la infiltración, pero si este se encuentra en mal estado acelera el deterioro de las condiciones funcionales y estructurales de la carretera.

Los factores de drenaje juegan un papel importante en el comportamiento de los modelos HDM-4, para el cálculo del número estructural y la predicción de los deterioros.

Es por esta razón que se llevó a cabo un diagnóstico del estado físico del drenaje basado en la “AASHTO Highway Drainage Guidelines”, para posteriormente clasificarlos según las categorías de drenaje de HDM-4 (ver tablas 2.08 y 2.09, capítulo II), y asignarle un factor según su condición, como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 3.23.a.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
6+000 6+250	Poco profundo suave		Bueno	Cordón Cuneta	Despejado	1.5	3.0	-0.0022
6+250 6+500	Poco Profundo Suave		Bueno	Cordón Cuneta	Despejado	1.5	3.0	-0.0022
6+500 6+750	Poco Profundo Suave		Pobre	Cordón Cuneta	Tragantes obstruidos	0.5	3.0	-0.0022

Tabla 3.23.b.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
6+750 7+000	Ningún Drenaje pero Requerido		Muy Pobre	Cordón Cuneta	La cuneta ha sido obstruida por la vegetación	5.0	1.5	-0.004
7+000 7+250	Poco Profundo Suave		Regular	Cordón Cuneta	Sedimentación y tragantes obstruidos	1.0	3.0	-0.002
7+250 7+500	Poco Profundo Suave		Regular	Cordón Cuneta	Sedimentación y tragantes obstruidos	1.0	3.0	-0.002

Tabla 3.23.c.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
7+500 7+750	Poco profundo Suave		Pobre	Cordón Cuneta	Sedimentación y tragantes obstruidos	1.0	3.0	-0.0022
7+750 8+000	Poco profundo Suave		Regular	Cordón Cuneta	Tragantes obstruidos	1.5	3.0	-0.0022
8+000 8+250	Poco Profundo Suave		Bueno	Cordón Cuneta	Vegetación y sedimentación leve	1.5	3.0	-0.0022

Tabla 3.23.d.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
8+250 8+500	Superficie Revestida		Bueno	Canaleta de Cemento de sección rectangular, profundidad 0.50 m	Despejado	0.8	5.0	-0.0027
8+500 8+750	Superficie Revestida		Bueno	Canaleta revestida de piedra, sección trapezoidal, profundidad 0.40 m.	Despejado	0.8	5.0	-0.0027
8+750 9+000	Superficie Revestida		Bueno	Canaleta de mampostería de piedra, sección trapezoidal, profundidad 0.40 m.	Despejado	0.8	5.0	-0.0027

Tabla 3.23.e.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
9+000 9+250	Superficie Revestida		Bueno	Canaleta de mampostería de piedra, sección trapezoidal, profundidad 0.50 m.	Despejado	0.8	5.0	-0.0027
9+250 9+500	Forma de V - Suave		Regular	Cordón Cuneta	Tragantes obstruidos y empozamiento	0.8	5.0	-0.0027
9+500 9+750	Forma de V - Suave		Regular	Cordón Cuneta	Acumulación de escombros	0.8	5.0	-0.0027

Tabla 3.23.f.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
9+750 10+000	Forma de V - Suave		Bueno	Canaleta tipo V	Despejado	1.1	5.0	-0.0027
10+000 10+250	Forma de V - Suave		Bueno	Canaleta tipo V	Despejado	1.1	5.0	-0.0027
10+250 10+500	Poco Profundo Suave		Pobre	Cordón Cuneta	La mitad de la longitud de la cuneta se ha perdido por la vegetación, tragantes obstruidos.	0.5	3.0	-0.0022

Tabla 3.23.g.-Tipo y Condición de Drenajes de la Carretera CA-01W, San Salvador – Santa Tecla.

TRAMO	TIPO	ILUSTRACION	CONDICION	DESCRIPCION	OBSERVACIONES	FD	a ₀	a ₁
10+500 10+750	Ningún Drenaje pero Requerido		Muy Pobre	Cordón cuneta	La cuneta existente ha sido invadida por la vegetación y mezcla asfáltica	5.0	1.50	-0.0044
10+750 11+000	Poco Profundo Suave		Regular	Cordón cuneta	Tragantes obstruidos	1.0	3.0	-0.0022

3.5. DETERIOROS SUPERFICIALES

Al evaluar el estado de un pavimento, se busca calificar y cuantificar la habilidad del pavimento para continuar proporcionando un buen servicio a los usuarios, con las tasas de tráfico presentes. Sus usos más importantes son determinar deficiencias o insuficiencias, proporcionar soluciones y dar una base de datos para proyectar el comportamiento futuro.

Uno de los factores que influyen de gran manera, son las fallas superficiales o deterioros del pavimento; dichos factores influyen tanto en la vida útil del pavimento, como en el servicio que prestan al público. De lo anterior se deduce que resulta importante poder conocer varios aspectos relacionados con las diferentes fallas:

- Una clasificación, para poder identificarlas.
- Las posibles causas y consecuencias.
- Un método para medir.

3.5.1. EVALUACION DE LA CONDICION DEL PAVIMENTO

La evolución del estado físico de las carreteras debe ser monitoreada constantemente, para lograr la clasificación de la red vial, es imprescindible monitorear el estado físico de las carreteras, porque toda carretera se deteriora con el tiempo y el tráfico.

Actualmente, se utiliza un método de evaluación de la condición del pavimento establecido por la norma ASTM D 6433 (Ver anexo A), el cual permite determinar la condición de los pavimentos a través de un relevamiento visual, siendo aplicable a pavimentos asfálticos.

3.5.2. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PAVIMENTO

El procedimiento para la evaluación de la condición del pavimento, se encuentra dividida en dos etapas:

3.5.2.1. ETAPA 1. TRABAJO DE CAMPO

La primera etapa corresponde al trabajo de campo en el cual se identifican los deterioros teniendo en cuenta la clase, severidad y extensión de los mismos. Esta información se registra en formatos adecuados para tal fin.

La Figura 3.04 muestra el formato para la inspección de pavimentos asfálticos, en el caso de esta investigación, solo se identificaron tres tipos de deterioros: piel de cocodrilo (1), grietas longitudinales y transversales (10) y huecos o baches (13).

INDICE DE CONDICION DE PAVIMENTOS						
Tramo: _____		Estacion Inicial: _____				
Dpto.: _____		Estacion Final: _____				
Fecha: _____		Ancho de Calzada: _____				
Realizo: _____		Área: _____				
DETERIOROS				ESQUEMA:		
1	Piel de Cocodrilo	11	Parchado			
2	Exudacion	12	Pulim. de Agregados			
3	Fisura en Bloque	13	Huecos (Baches)			
4	Abultam. Y Hundim.	14	Cruce de Vias Ferreas			
5	Corrugaciones	15	Ahuellamiento			
6	Depresiones	16	Desplazamiento			
7	Grieta de Borde	17	Grietas Parabolicas			
8	Grieta por Reflexion	18	Hinchamiento			
9	Desnivel Carril/Hombro	19	Despren. de Agregados			
10	Grietas Long. y Transv.					
DAÑO	SEVERIDAD	CANTIDADES PARCIALES		TOTAL	DENSIDAD	Dv

Figura 3.04.-Formato de exploración de condición para carreteras con superficie asfáltica.

Fuente: "Desarrollo de un Sistema de Gestión de Pavimentos para el Municipio de Santa Tecla".

- **REQUERIMIENTOS DE PERSONAL, EQUIPO Y SEGURIDAD**

Para poder llevar a cabo el levantamiento de deterioros superficiales, será necesario contar con los siguientes requerimientos de evaluación, a fin de asegurar la obtención de resultados más precisos y certeros.

a) **Requerimientos de Personal.**

El personal para la recolección de datos, debe estar constituido por:

- Un Motorista
- Dos evaluadores
- Un Banderillero

La función del motorista es de conducir el vehículo de evaluación a través de todo itinerario seleccionado, informando las lecturas del odómetro toda vez que sea requerido. En nuestro caso, con lecturas de odómetro a cada 250.00 metros, hasta completar los 5.00 Km. Además de proteger a los evaluadores, mientras estos realizan su trabajo.

Por otra parte, los evaluadores deberán conocer el procedimiento de levantamiento de datos de campo, y su posterior utilización; uno de ellos actuará como apuntador, registrando las características geométricas de la carretera, ancho de carril, longitud de cada tramo, los daños superficiales de cada tramo.

Mientras que el otro será responsable de medir con el equipo necesario, la longitud y el área de los daños superficiales. Por ultimo el banderillero con la función de alertar y desviar el tráfico vehicular.



Figura 3.05.-Personal necesario para la realización del relevamiento de deterioros

b) Requerimientos de equipo.

El equipo de inspección deberá implementar todas las medidas de seguridad para su desplazamiento en la vía inspeccionada. Para efectuar el levantamiento de deterioros superficiales, se cuenta con los elementos siguientes:

- ✓ Un vehículo de evaluación, de preferencia Pick up, con el fin de resguardar y transportar a los evaluadores.

- ✓ Odómetro manual para medir las longitudes y las áreas de los deterioros.
- ✓ Regla y una cinta métrica para medir las profundidades de los huecos y espesores de las grietas.
- ✓ Manual de Daños, con los formatos correspondientes para carreteras con superficie asfáltica y en cantidad suficiente para el desarrollo del levantamiento.
- ✓ Pintura blanca o reflejante para identificar los tramos a evaluar.
- ✓ Misceláneos: Tabla tipo “Clipboard”, Calculadora Científica, Lápiz o bolígrafo, borrador, etc.



Figura 3.06.-Odometro manual para medir las longitudes y las áreas de los deterioros

c) Requerimientos de seguridad.

Durante el levantamiento, la superficie de rodamiento debe ser examinada con suficiente detalle; el vehículo debe desplazarse a baja velocidad con detenciones y descenso de los evaluadores eventualmente. Por lo tanto es conveniente que por razones de seguridad se incluya también el siguiente equipamiento:

- El vehículo debe contar con luces de prevención intermitentes durante todo el recorrido.
- Rótulo o Señal informativa que justifique el porqué del comportamiento anormal del vehículo en el flujo de tránsito.
- Conos de seguridad vial.
- Banderines
- Chalecos reflectivos



Figura 3.07.-Requerimiento de Seguridad: banderines, chalecos reflectivos, conos de seguridad, etc.

- **TÉCNICA OPERATIVA PARA EL RELEVAMIENTO DE DETERIOROS.**

A continuación, en forma resumida, se describen las instrucciones para llevar a cabo las tareas de levantamiento de campo:

- ✓ Iniciar el recorrido siguiendo el itinerario propuesto. Llegado al punto de inicio, colocar el odómetro en cero y comenzar a recorrer la calzada a baja velocidad (20 km/h). Las luces de emergencia deben estar en operación durante todo el levantamiento de daños. El apuntador debe seleccionar el formato de evaluación con la identificación de la vía y tramo correspondiente.
- ✓ Durante el recorrido, los evaluadores inspeccionan la condición del pavimento. Toda vez que consideren oportuno pueden detener el vehículo para descender a constatar la condición del pavimento. De igual manera, regular la velocidad hasta tener la seguridad de poder calificar adecuadamente los deterioros que presenta el pavimento.
- ✓ Registrar la cantidad de agrietamientos y baches descubiertos, clasificándolos convenientemente según su severidad y área. Cada deterioro es registrado por el apuntador en el formato correspondiente.

Cabe mencionar que el relevamiento de deterioros para el año 2010 se realizó siguiendo con las instrucciones previamente descritas, con todo el equipo y seguridad necesaria; en el caso de los datos de los años anteriores⁶, se realizaron mediante una inspección visual, la cual consiste en una técnica de evaluación de la condición de un pavimento, que representa una alternativa de bajo costo y de rápida ejecución. Los resultados que se obtienen poseen una variabilidad inherente a las interpretaciones subjetivas, que puede ser reducida en parte disponiendo de una instrucción adecuada de inspectores de terreno.

3.5.2.2. ETAPA 2. TRABAJO DE GABINETE

La segunda etapa corresponde al trabajo de gabinete, en el cual consiste en sumar todas las cantidades de daños obtenidos, clasificándolos según su tipo y severidad. Para el cálculo de los porcentajes de área dañada para cada tramo evaluado, se puede utilizar el software “UnalPCIA”, desarrollado por el Ing. Luis Ricardo Vázquez Varela, Ingeniero Civil. Especialista en Vías y Transporte, de la Universidad Nacional de Colombia.

3.5.3. RESULTADOS

En la tabla 3.24. se muestra los resultados del relevamiento de deterioros efectuados para el año 2010 de los tramos que van desde el Km. 6.0 hasta el Km. 11.0 de la carretera CA-01W, calculados utilizando el software “UnalPCIA”.

⁶ Información proporcionada por la Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas

Tabla 3.24
Resultados del Relevamiento de deterioros para 2010.

Tramo	Grietas Totales	Grietas Anchas	Baches	
6+000 a 6+250	0.86 %	0.00 %	1 U	0.13 %
6+250 a 6+500	48.20 %	9.75 %	1 U	0.13 %
6+500 a 6+750	48.20 %	9.75 %	1 U	0.13 %
6+750 a 7+000	48.20 %	9.75 %	1 U	0.13 %
7+000 a 7+250	84.72 %	3.65 %	2 U	0.25 %
7+250 a 7+500	78.71 %	33.65 %	20 U	2.50 %
7+500 a 7+750	38.08 %	11.91 %	4 U	0.50 %
7+750 a 8+000	60.96 %	18.17 %	3 U	0.38 %
8+000 a 8+250	62.39 %	5.55 %	4 U	0.50 %
8+250 a 8+500	46.29 %	20.34 %	2 U	0.25 %
8+500 a 8+750	34.68 %	3.72 %	2 U	0.25 %
8+750 a 9+000	19.70 %	3.94 %	0 U	0.00 %
9+000 a 9+250	19.79 %	1.65 %	0 U	0.00 %
9+250 a 9+500	46.12 %	1.23 %	0 U	0.00 %
9+500 a 9+750	14.81 %	1.54 %	2 U	0.25 %
9+750 a 10+000	44.88 %	15.31 %	11 U	1.38 %
10+000 a 10+250	43.59 %	3.47 %	11 U	1.38 %
10+250 a 10+500	86.61 %	17.08 %	38 U	4.76 %
10+500 a 10+750	64.59 %	20.80 %	15 U	1.88 %
10+750 a 11+000	46.08 %	12.81 %	13 U	1.48 %

En las Tablas de la 3.25 a 3.28 se presenta la información completa relacionada a los deterioros encontrados en el tramo de análisis para los años 2004, 2005, 2007 y 2010, de la carretera CA-01W (Para el caso de la información para el año 2010, el Índice de Rugosidad Internacional (IRI) y el Ahuellamiento, no se calcularon, debido a se encuentran fueran de los alcances de esta investigación).

Tabla 3.25.- Información de la condición del pavimento de la carretera CA-01W, para el año 2004.

Tramo	IRI	Grietas Totales	Perdida de Agregados	Baches	Grieta de Borde	Ahuellamiento	Textura	Resistencia Deslizamiento	Drenaje
6+000 a 6+250	3.33 m/Km.	2.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+250 a 6+500	3.34 m/Km.	4.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.15 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+500 a 6+750	3.71 m/Km.	5.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.05 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
6+750 a 7+000	3.00 m/Km.	5.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	4.10 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
7+000 a 7+250	3.36 m/Km.	6.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.40 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+250 a 7+500	3.84 m/Km.	3.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.90 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+500 a 7+750	3.38 m/Km.	5.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
7+750 a 8+000	4.02 m/Km.	4.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.10 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
8+000 a 8+250	3.94 m/Km.	6.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.40 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+250 a 8+500	3.82 m/Km.	2.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.65 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+500 a 8+750	3.44 m/Km.	4.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+750 a 9+000	4.51 m/Km.	2.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+000 a 9+250	3.23 m/Km.	2.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+250 a 9+500	3.18 m/Km.	2.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.25 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+500 a 9+750	3.10 m/Km.	0.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	4.90 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+750 a 10+000	3.03 m/Km.	0.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.80 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+000 a 10+250	3.73 m/Km.	2.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.80 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+250 a 10+500	4.18 m/Km.	6.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	4.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
10+500 a 10+750	4.18 m/Km.	6.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	4.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
10+750 a 11+000	3.81 m/Km.	10.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	5.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas

Tabla 3.26.- Información de la condición del pavimento de la carretera CA-01W, para el año 2005

Tramo	IRI	Grietas Totales	Perdida de Agregados	Baches	Grieta de Borde	Ahuellamiento	Textura	Resistencia Deslizamiento	Drenaje
6+000 a 6+250	5.53 m/Km.	4.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	7.60 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+250 a 6+500	4.50 m/Km.	7.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.15 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+500 a 6+750	6.46 m/Km.	7.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.05 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
6+750 a 7+000	5.84 m/Km.	6.00 %	0.00 %	8 U	0.00 %	4.10 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
7+000 a 7+250	3.49 m/Km.	15.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.40 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+250 a 7+500	5.13 m/Km.	10.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.90 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+500 a 7+750	4.17 m/Km.	32.00 %	1.00 %	10 U	0.00 %	4.85 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
7+750 a 8+000	4.49 m/Km.	35.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.10 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
8+000 a 8+250	7.58 m/Km.	10.00 %	1.00 %	0 U	0.00 %	2.40 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+250 a 8+500	3.31 m/Km.	10.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.65 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+500 a 8+750	2.71 m/Km.	12.00 %	0.00 %	12 U	0.00 %	2.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+750 a 9+000	2.39 m/Km.	17.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+000 a 9+250	5.06 m/Km.	30.00 %	1.00 %	0 U	0.00 %	2.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+250 a 9+500	3.68 m/Km.	10.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.25 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+500 a 9+750	4.69 m/Km.	30.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	4.90 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+750 a 10+000	6.88 m/Km.	37.00 %	2.00 %	0 U	0.00 %	1.80 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+000 a 10+250	5.71 m/Km.	15.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.80 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+250 a 10+500	5.57 m/Km.	9.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	6.05 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
10+500 a 10+750	7.50 m/Km.	7.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	8.75 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
10+750 a 11+000	9.69 m/Km.	25.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	9.20 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas.

Tabla 3.27.- Información de la condición del pavimento de la carretera CA-01W, para el año 2007

Tramo	IRI	Grietas Totales	Perdida de Agregados	Baches	Grieta de Borde	Ahuellamiento	Textura	Resistencia Deslizamiento	Drenaje
6+000 a 6+250	3.13 m/Km.	24.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	0.55 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+250 a 6+500	3.30 m/Km.	27.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	0.55 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+500 a 6+750	3.30 m/Km.	32.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	0.90 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
6+750 a 7+000	4.16 m/Km.	26.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
7+000 a 7+250	4.13 m/Km.	35.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.65 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+250 a 7+500	3.96 m/Km.	30.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	3.75 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+500 a 7+750	2.60 m/Km.	50.00 %	1.00 %	0 U	0.00 %	1.75 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
7+750 a 8+000	2.96 m/Km.	55.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	0.40 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
8+000 a 8+250	3.53 m/Km.	30.00 %	1.00 %	0 U	0.00 %	1.20 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+250 a 8+500	3.59 m/Km.	40.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.30 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+500 a 8+750	3.22 m/Km.	30.00 %	0.00 %	5 U	0.00 %	2.35 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+750 a 9+000	3.00 m/Km.	17.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.65 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+000 a 9+250	3.41 m/Km.	30.00 %	1.00 %	0 U	0.00 %	1.00 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+250 a 9+500	2.60 m/Km.	10.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.75 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+500 a 9+750	3.43 m/Km.	30.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	0.70 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+750 a 10+000	3.56 m/Km.	37.00 %	2.00 %	0 U	0.00 %	0.95 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+000 a 10+250	3.79 m/Km.	15.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.30 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+250 a 10+500	3.96 m/Km.	9.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	0.50 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
10+500 a 10+750	6.62 m/Km.	7.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	1.65 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
10+750 a 11+000	5.82 m/Km.	25.00 %	0.00 %	0 U	0.00 %	2.20 mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas

Tabla 3.28.-Información de la condición del pavimento de la carretera CA-01W, para el año 2010.

Tramo	IRI	Grietas Totales	Perdida de Agregados	Baches	Grieta de Borde	Ahuellamiento	Textura	Resistencia Deslizamiento	Drenaje
6+000 a 6+250	-x- m/Km.	0.86 %	0.00 %	1 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+250 a 6+500	-x- m/Km.	48.20 %	0.00 %	1 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
6+500 a 6+750	-x- m/Km.	48.20 %	0.00 %	1 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
6+750 a 7+000	-x- m/Km.	48.20 %	0.00 %	1 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
7+000 a 7+250	-x- m/Km.	84.72 %	0.00 %	2 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+250 a 7+500	-x- m/Km.	78.71 %	0.00 %	20 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
7+500 a 7+750	-x- m/Km.	38.08 %	0.00 %	4 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
7+750 a 8+000	-x- m/Km.	60.96 %	0.00 %	3 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
8+000 a 8+250	-x- m/Km.	62.39 %	0.00 %	4 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+250 a 8+500	-x- m/Km.	46.29 %	0.00 %	2 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+500 a 8+750	-x- m/Km.	34.68 %	0.00 %	2 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
8+750 a 9+000	-x- m/Km.	19.70 %	0.00 %	0 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+000 a 9+250	-x- m/Km.	19.79 %	0.00 %	0 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
9+250 a 9+500	-x- m/Km.	46.12 %	0.00 %	0 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+500 a 9+750	-x- m/Km.	14.81 %	0.00 %	2 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular
9+750 a 10+000	-x- m/Km.	44.88 %	0.00 %	11 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+000 a 10+250	-x- m/Km.	43.59 %	0.00 %	11 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Bueno
10+250 a 10+500	-x- m/Km.	86.61 %	0.00 %	38 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Pobre
10+500 a 10+750	-x- m/Km.	64.59 %	0.00 %	15 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Muy Pobre
10+750 a 11+000	-x- m/Km.	46.08 %	0.00 %	13 U	0.00 %	-x- mm.	Por Defecto	Por Defecto	Regular

3.6. EVALUACION ESTRUCTURAL

La evaluación estructural de pavimentos consiste, básicamente, en la determinación de la capacidad portante del sistema pavimento-subrasante en una estructura vial existente, en cualquier momento de su vida de servicio, para establecer y cuantificar las necesidades de rehabilitación, cuando el pavimento se acerca al fin de su vida útil o cuando el pavimento va a cambiar su función de demanda de tráfico⁷

En general la evaluación estructural está comprendida por la auscultación estructural y el retrocálculo, entendiéndose por auscultación estructural las técnicas de recolección de información del pavimento (deflexiones) y la segunda la aplicación de la metodología a utilizar para definir los resultados finales de la evaluación estructural.

La auscultación estructural de los pavimentos ha ido variando con el tiempo en función de los avances tecnológicos, requiriendo cada vez un mejor rendimiento de trabajo, una recolección sistemática de los parámetros del pavimento y menor daño físico y operacional al pavimento en estudio. Dentro de las mediciones realizadas en la auscultación estructural habrá que considerar los siguientes aspectos ya que pueden inducir errores al interpretar los resultados:

- **Temperatura.** Será necesario realizar ajustes en las deflexiones en base a la temperatura bajo las que se realizaron los ensayos y se observará cual es el comportamiento térmico del pavimento.

⁷ Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones (Ensayos No Destructivos), Mario S. Hoffman, Ph.D., Pablo M. Del Águila, B.Sc. Octubre, 1985

- **Humedad.** Esta afecta a las bases, subbases y subrasantes, ya que algunos de los materiales componentes de las mismas tienen una gran susceptibilidad a dicha humedad.
- **Tiempo de carga.** Esta condición tiene una gran influencia en los valores obtenidos de deflexión.

Para la evaluación estructural son tan importantes las condiciones actuales del pavimento como las condiciones bajo las que se concibió el mismo, entre las que se pueden mencionar: las solicitaciones principales del pavimento, modelos de comportamiento del pavimento, métodos de evaluación estructural, etc.

Con el análisis estructural se encuentran los estudios de vida remanente, capacidad estructural y rehabilitaciones. Para realizar todos estos estudios se utilizan diversos métodos, los cuales han sido orientados para predecir y solucionar fallas estructurales que ocurren en los pavimentos. Estos métodos se dividen en dos tipos:

- Métodos Directos (Ensayos destructivos).
- Métodos Indirectos (Ensayos No Destructivos).

Unos de los métodos que comúnmente se utilizan en nuestro país para realizar una evaluación estructural, son los métodos indirectos, entre los cuales se encuentra el ensayo de Viga Benkelman. En el caso de esta investigación se realizó este tipo de ensayo para calcular los números estructurales correspondientes al año 2010.

3.6.1. VIGA BENKELMAN

El ensayo de viga de Benkelman pertenece al grupo de los ensayos estáticos ó casi-estáticas, fue diseñada como parte el programa de ensayos viales de la WASHO (WASHO Road Test) Llamado así en honor al Ing. A.C. Benkelman, quién lo desarrolló en 1953, desde entonces su uso se ha difundido ampliamente en proyectos de evaluación estructural de pavimentos flexibles, tanto por su practicidad como por la naturaleza directa y objetiva de los resultados que proporciona. Es un equipo útil completamente mecánico y de diseño simple para medir indirectamente las deformaciones (deflexiones) de la superficie del pavimento por la acción de una carga de 80 KN. Funciona según el principio de palanca generalmente, se utiliza viga con relación de brazo de palanca de 2:1 ó 4:1. Según se esquematiza en la figura 3.09 la viga consta esencialmente de dos partes:

1. Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y uno trasero regulable "B")
2. Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote "C", uno de cuyos extremos apoya sobre el terreno (punto "D") y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago de un micrómetro de movimiento vertical (punto "E").

Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado que al ser accionado, durante la realización de los ensayos, evita que el indicador del dial se trabe y/o que cualquier interferencia exterior afecte las lecturas.

El extremo "D" o "punta de la viga" es de espesor tal que puede ser colocado entre una de las llantas dobles del eje trasero de un camión cargado. Por el peso aplicado se produce una deformación del pavimento, consecuencia de lo cual la punta baja una cierta cantidad, con respecto al nivel descargado de la superficie.

Como efecto de dicha acción el brazo DE gira en torno al punto fijo "C", con respecto al cuerpo AB, determinando que el extremo "E" produzca un movimiento vertical en el vástago del micrómetro apoyado en él, generando así una lectura en el dial indicador. Si se retiran luego las llantas cargadas, el punto "D" se recupera en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior se genera otra lectura en el dial del micrómetro. La operación expuesta representa el "principio de medición" con la Viga Benkelman.

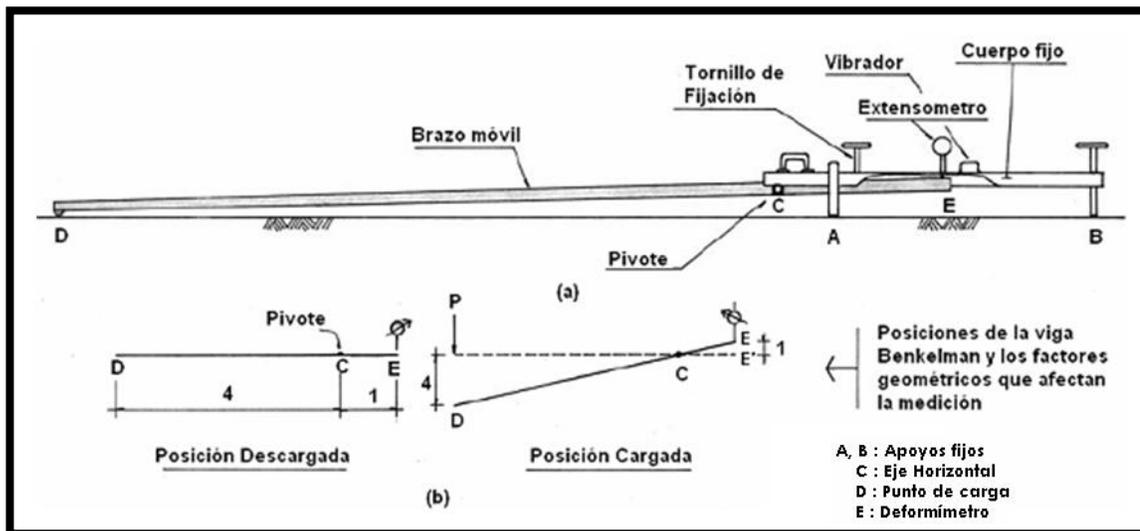


Fig. 3.08. - Esquema de operación de la Viga Benkelman

3.6.2. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO DE VIGA BENKELMAN

El procedimiento del ensayo de la Viga Benkelman es realizada según la guía de diseño AASHTO en la normativa T-256 con su equivalente ASTM D-4695 (ver anexos B y C). La carga aplicada al pavimento para la realización de ensayos de deflexiones ha sido estandarizada en 18,000 libras (80 kN), proporcionando 9,000 libras por cada una de las llantas duales del eje trasero de un camión tipo C2, con una presión en las llantas de 0.48 a 0.55 Mpa (70 a 80 Psi).

Previamente a la realización de los ensayos deberá verificarse que se cumplan estas condiciones (por medio de básculas fijas ó móviles), así como la presión de las llantas sea la requerida.

Una vez localizado el lugar donde se realizará el ensayo (usualmente los puntos de medición serán localizados en el carril derecho y las mediciones se alternarán entre la configuración dual de llantas izquierda y derecha; se coloca la llanta a usarse sobre el punto de manera tal que éste coincida aproximadamente con el eje vertical del centro de gravedad del conjunto, tal y como se muestra en la figura 3.09.

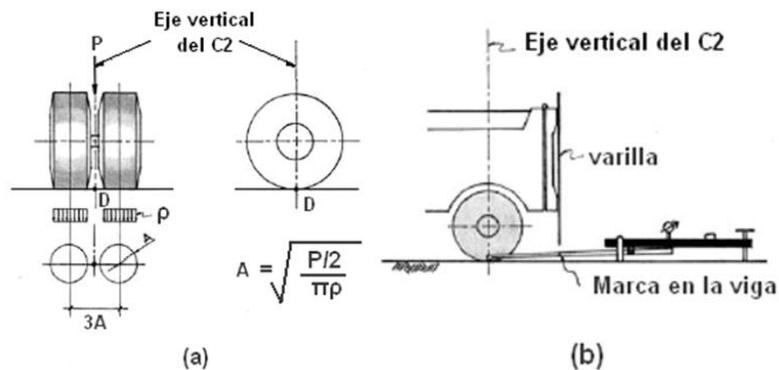


Fig. 3.09.-Configuración Geométrica del Sistema de Carga en la Viga Benkelman.

Las mediciones se realizan colocando la punta de la viga entre las dos ruedas y midiendo la deflexión cuando el vehículo se aleja. Los resultados de las deflexiones se leen en un dial indicador. (Ver figura 3.13)



Figura 3.10.-Colocación de la Viga Benkelman entre las dos ruedas.

Una vez instalada la viga en el punto de medición haciendo coincidir con la cadena vertical y la marca inicial (ver figura 3.11.), se verificará que ésta se encuentre alineada longitudinalmente con la dirección del movimiento del camión. Se coloca el dial del micrómetro en cero, se activará el vibrador y mientras el camión se desplaza muy lentamente se procederá a tomar una lectura cuando el camión se haya alejado lo suficiente del punto de ensayo que el indicador del dial ya no tenga movimiento (aproximadamente 8.00 m, según norma AASHTO T256 Apartado 8.4.2.3., registro que corresponde al punto de referencia con deflexión cero.

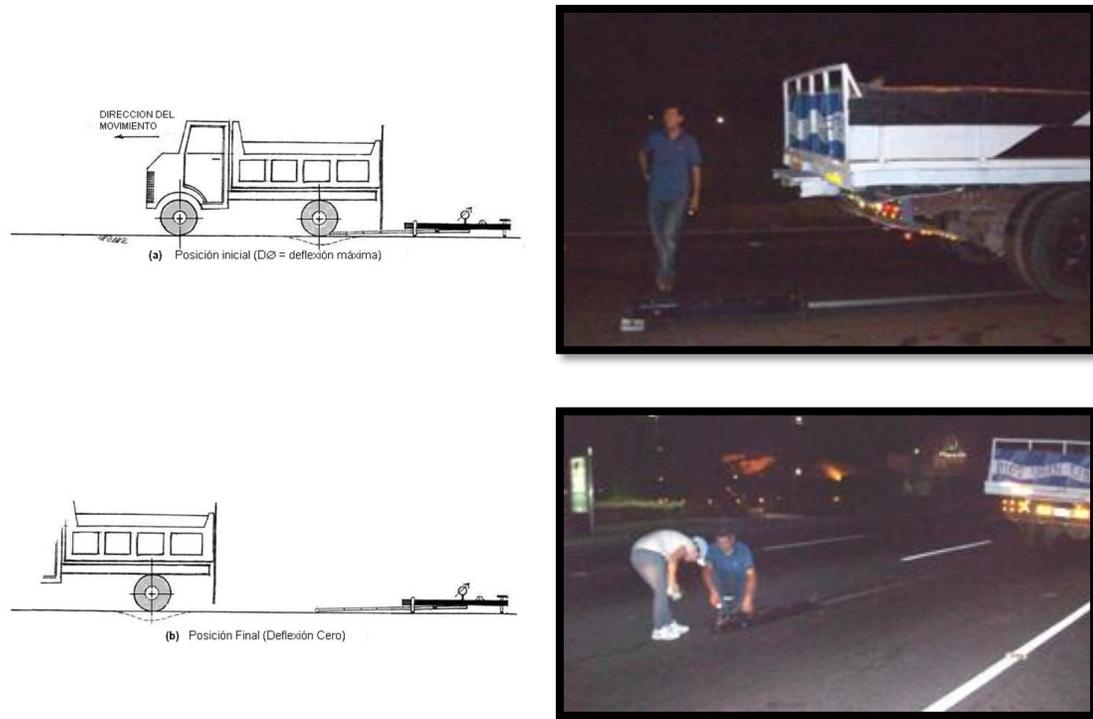


Fig. 3.11. - Esquematzación del Proceso de Medición con la Viga Benkelman

3.6.2.1. REQUERIMIENTO DE PERSONAL, EQUIPO Y SEGURIDAD

a) Requerimiento de personal

Para la realización de esta rutina será necesario de la participación de cuatro operadores:

- ✓ Un técnico calificado que lea y dicte las lecturas del micrómetro
- ✓ Un operador que anote las mediciones
- ✓ Un banderillero que ayude con el tráfico vehicular
- ✓ Un ayudante que coordine con el conductor del camión y a la vez de aviso al técnico que realiza las lecturas, cuando la varilla adosada al camión vaya coincidiendo con las marcas hechas en la viga.

- ✓ Un Ingeniero de campo quien verificará los valores que se obtengan así como tomar anotación de cualquier factor que a su juicio pueda explicar los resultados que se obtengan. Además tiene la función de supervisar permanentemente todo el trabajo.

b) Requerimientos de equipo

El equipo mínimo para la realización de ensayos de medición de deflexiones es el siguiente:

- ✓ **Camión de volteo.** Debe cumplir con los siguientes requisitos:

Tabla 3.31

Características que debe cumplir el camión de volteo para la realización del ensayo.

CARACTERISTICAS	DESCRIPCION
Tipo de camión	C2
Carga	13 Toneladas, (18000 libras)
Ruedas	llantas duales del eje trasero, con un ancho de 150 mm y con una distancia entre ellas de 354 mm
Presión de llantas	80 PSI



Figura 3.12.- Camión tipo C-2 utilizado en el ensayo.

- ✓ **Viga Benkelman.** Modelo Soiltest HT-350 con relación de brazos 1:2.
- ✓ **Micrómetro.** Dial indicador de divisiones cada 0.001 Plg.



Figura 3.13. - Viga Benkelman y Micrómetro Dial

- ✓ **Vehículo auxiliar:** para transportar al personal y equipo misceláneo.



Figura 3.14. - **Vehículo Auxiliar.**

- ✓ **Balanza móvil para pesaje de camión.** Con capacidad de 10 toneladas; en su defecto utilizar básculas estacionarias privadas o públicas. Cabe mencionar que para realizar el ensayo se utilizó la báscula fija del Ministerio de Obras Públicas ubicada en el Plan de La Laguna, en el Municipio de Antiguo Cuscatlán.
 - Formatos para recopilación de datos de campo
 - Odómetro manual.
 - Termómetro de 0°C a 100°C, con aproximación de 0.1°C para medir la temperatura del Asfalto.
- ✓ **Misceláneos.** Cinta métrica, Pintura blanca o reflejante, silbato, Tabla tipo “Clipboard”, Calculadora de mano, Lápiz o bolígrafo, borrador, etc.

c) Requerimiento de seguridad

Por razones de seguridad el siguiente equipamiento debe ser el necesario:

Contar con una patrulla de seguridad con el fin de proteger el equipamiento, manteniendo las luces de alerta intermitentes, durante todo el recorrido.

- ✓ Conos de seguridad vial.
- ✓ Banderines.
- ✓ Los operadores, técnicos, ayudantes y banderilleros deberán llevar obligatoriamente chalecos reflectivos para su identificación nocturna.



Figura 3.15.
Personal de seguridad a la hora de la realización del ensayo.



Figura 3.16.
Odómetro Manual, Pinturas, chalecos reflectivos, conos.

3.7. RESULTADOS

Los datos obtenidos en la evaluación por medio de la viga Benkelman de los tramos evaluados de la carretera CA-01W para el año 2010 se presentan en las tablas 3.30. y 3.31. Cada uno de los valores fueron medidos a cada 100.00 m y 50.00 metros, para completar los 250.00 m de cada tramo, es decir por cada tramo se tomaron 3 puntos; y los valores del micrómetro se encuentran multiplicados por dos, debido a la relación de brazos 2:1 de la Viga Benkelman (Soiltest HT-350) utilizada en la auscultación.

DEFLECTOMETRÍA CON VIGA BENKELMAN							
TRAMO: <u>Carretera CA-01W, desde Km 6.0 a Km 11.0, San Salvador - Santa Tecla.</u>							
ESTRUCTURA: <u>Pavimento Asfáltico sobre Base Granular.</u>							
CTE. DEFORM.: <u>0.001"</u> FACTOR P: <u>2</u>							
DATOS DE CAMION							
CARGA: <u>18,000 lb.</u> DISTANCIA ENTRELLANTAS <u>35.40 cm.</u>							
ANCHO DE LLANTAS: <u>15.0 cm</u> PRESIÓN DE LLANTA: <u>80.0 PSI</u>							
ESTACION	PUNTO	LECTURA Plg.(x10-3)	OBSERV.	TEMPERATURA		DEFLEXIÓN (mm.)	
				PAVIM.	FC		
6+000	D	9.00		22.0°C	0.98	0.4481	0.3236
6+100	I	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	
6+200	D	4.00		22.0°C	0.98	0.1991	
6+250	I	10.00		22.0°C	0.98	0.4978	
6+300	D	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	0.1328
6+400	I	2.00		22.0°C	0.98	0.0996	
6+500	D	3.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.1494	0.1494
6+600	I	4.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.1991	
6+700	D	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	
6+750	I	2.00		22.0°C	0.98	0.0996	
6+800	D	1.00		22.0°C	0.98	0.0498	0.1494
6+900	I	5.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.2489	
7+000	D	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	0.3983
7+100	I	4.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.1991	
7+200	D	9.00		22.0°C	0.98	0.4481	
7+250	I	11.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.5476	
7+300	D	12.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.5974	0.4978
7+400	I	12.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.5974	
7+500	D	6.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.2987	0.3817
7+600	I	6.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.2987	
7+700	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
7+750	I	12.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.5974	
7+800	D	8.00		22.0°C	0.98	0.3983	0.3817
7+900	I	8.00		22.0°C	0.98	0.3983	
8+000	D	7.00		22.0°C	0.98	0.3485	0.4149
8+100	I	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
8+200	D	6.00		22.0°C	0.98	0.2987	
8+250	I	14.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.6970	
8+300	D	7.00		22.0°C	0.98	0.3485	0.2655
8+400	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
8+500	I	4.00		22.0°C	0.98	0.1991	

Tabla 3.29.- Lecturas de deflexión de Viga Benkelman para el año 2010.

DEFLECTOMETRÍA CON VIGA BENKELMAN							
TRAMO: <u>Carretera CA-01W, desde Km 6.0 a Km 11.0, San Salvador - Santa Tecla.</u>							
ESTRUCTURA: <u>Pavimento Asfáltico sobre Base Granular.</u>							
CTE. DEFORM.: <u>0.001"</u> FACTOR P: <u>2</u>							
DATOS DE CAMION							
CARGA: <u>18,000 lb.</u> DISTANCIA ENTRELLANTAS <u>35.40 cm.</u>							
ANCHO DE LLANTAS: <u>15.0 cm</u> PRESIÓN DE LLANTA: <u>80.0 PSI</u>							
ESTACION	PUNTO	LECTURA Plg.(x10-3)	OBSERV.	TEMPERATURA		DEFLEXIÓN	
				PAVIM.	FC	(mm.)	
8+600	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	0.3153
8+700	I	9.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.4481	
8+750	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
8+800	I	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	0.1991
8+900	D	4.00		22.0°C	0.98	0.1991	
9+000	I	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
9+100	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	0.2655
9+200	I	6.00		22.0°C	0.98	0.2987	
9+250	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
9+300	I	5.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.2489	0.1991
9+400	D	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	
9+500	I	4.00		22.0°C	0.98	0.1991	
9+600	D	3.00		22.0°C	0.98	0.1494	0.1659
9+700	I	2.00		22.0°C	0.98	0.0996	
9+750	D	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
9+800	I	15.00		22.0°C	0.98	0.7468	0.5476
9+900	D	13.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.6472	
10+000	I	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
10+100	D	8.00		22.0°C	0.98	0.3983	0.3153
10+200	I	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
10+250	D	6.00		22.0°C	0.98	0.2987	
10+300	I	3.00	Bache	22.0°C	0.98	0.1494	0.3319
10+400	D	12.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.5974	
10+500	I	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
10+600	D	10.00	Bache	22.0°C	0.98	0.4978	0.4978
10+700	I	5.00		22.0°C	0.98	0.2489	
10+750	D	15.00	Bache	22.0°C	0.98	0.7468	
10+800	I	14.00	Bache	22.0°C	0.98	0.6970	0.6804
10+900	D	12.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.5974	
11+000	I	15.00	Grieta	22.0°C	0.98	0.7468	

Tabla 3.30.-Lecturas de deflexión de Viga Benkelman para el año 2010.

3.7.1. RETROCALCULO. (DETERMINACIÓN DEL SN)

La capacidad estructural de los pavimentos flexibles utilizando la viga Benkelman, puede ser obtenida a través de fórmulas, desarrolladas para el HDM-4 que dentro de sus aplicaciones, se puede obtener el número estructural utilizando el valor de la deflexión máxima y con factores de corrección por deterioro superficial y clima.

Se utiliza cualquiera de las siguientes ecuaciones, dependiendo el tipo de base que tenga la estructura:

$$\text{SNs} = 3.2 * (\text{DEF}_s)^{-0.63} + \text{dSNPK} \quad (\text{Bases No Estabilizadas}) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

$$\text{SNs} = 2.2 * (\text{DEF}_s)^{-0.63} + \text{dSNPK} \quad (\text{Bases Estabilizadas}) \quad (\text{Ec.2.11})$$

Donde:

SNPs : Número Estructural ajustado en la estación “S”

DEF's : Deflexión de la viga Benkelman bajo una carga de 80 kN, con una presión de llanta de 520 kPa, y una temperatura promedio del asfalto de 30° C para la estación “s”.

dSNPK : Ajuste de reducción del número estructural debido al agrietamiento.

3.7.1.1. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL.

$$dSNPK = 0.0000758 \left[\frac{\text{MIN } 63; \text{ACX}_a \text{ HSNEW} \dots}{\text{MAX } \text{MIN } \text{ACX}_a - \text{PACX}; 40, 0 \text{ HSOLD}} \right] \quad (\text{Ec. 3.02})$$

Donde:

HSNEW : Espesor de la carpeta más reciente (mm.)

HSOLD : Espesor de la carpeta o carpetas anteriores (mm.)

ACX_a : Área de grietas al inicio del año de análisis (% de la superficie total de la calzada)

PACX : Área de grietas antiguas en la superficie antigua (% de área total de la calzada).

3.7.1.2. CORRECCION POR TEMPERATURA

Esta corrección se efectúa, para ajustar la deflexión obtenida en campo a la temperatura teórica de ensayo. Para esta corrección se hará uso del gráfico de ajuste de Deflexión por Temperatura según la Guía de Diseño de Estructuras de Pavimentos de AASHTO (Figura 3.17.), en el cual se encontró que para las condiciones de temperatura que se presentaron durante la medición de deflexión fue una Temperatura de pavimento de 22° C, por lo que el coeficiente de corrección por temperatura es de “Ct = 0.98”, el cual ya ha sido aplicado a las lecturas de deflexión de las tablas 3.33 y 3.34.

Factor de ajuste por temperatura

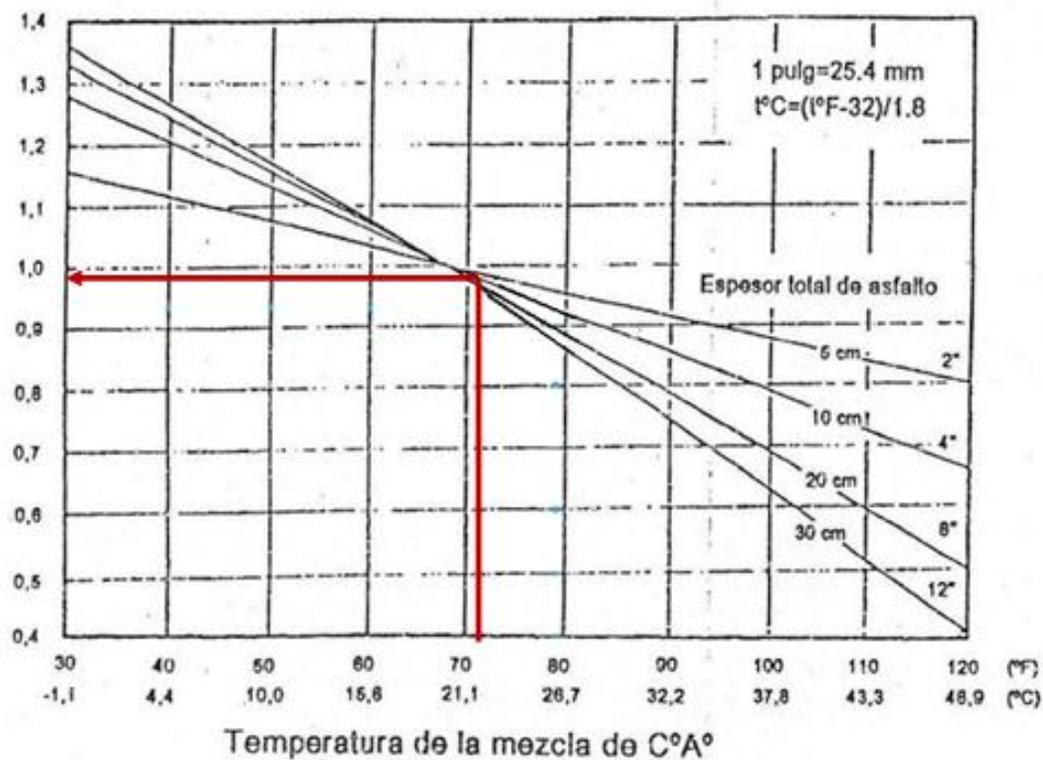


Figura 3.17.-Ajuste de deflexión por temperatura

Fuente: AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures

A continuación se presentan en la tabla 3.36 de manera de ejemplo los resultados del cálculo del Número Estructural del tramo 6+000 a 6+250 que ha sido relevado en la carretera CA-01W para el año 2010.

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN			
Tramo: Carretera CA-01W, desde Km 6.0 a Km 11.0, San Salvador - Santa Tecla.			
Estacionamiento: 6+000 a 6+250			
1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN			
* Deflexión de Viga Benkelman	<u>0.32</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	6.51
2. CORRECCIONES POR CLIMA			
* Área Total de Grietas (%)	<u>0.86</u>		
* Área Total de Baches (%)	<u>0.13</u>		
* Precipitación Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.92
3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)			
* Duración de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.96</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	6.22
4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL			
* Grietas Totales (%)	<u>0.86</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>0.00</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antiguo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribución por Deterioro (dSNPK)	0.01
5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL			
		Numero Estructural (SN)	6.21

Tabla 3.31.-Cálculo de Número Estructural del tramo 6+000 a 6+250 para el año 2,010.

En la tabla 3.32.-Se presenta de manera resumida los resultados del número estructural de todos los tramos relevados de la carretera CA-01W para el año 2010.

Tabla 3.32
Número Estructural de todos los tramos relevados para el año 2,010

NUMERO ESTRUCTURAL AÑO 2010			
Tramo			SN
6+000	a	6+250	6.21
6+250	a	6+500	9.62
6+500	a	6+750	8.91
6+750	a	7+000	8.80
7+000	a	7+250	3.87
7+250	a	7+500	3.11
7+500	a	7+750	4.79
7+750	a	8+000	4.32
8+000	a	8+250	4.09
8+250	a	8+500	5.93
8+500	a	8+750	5.62
8+750	a	9+000	8.00
9+000	a	9+250	6.65
9+250	a	9+500	7.43
9+500	a	9+750	9.14
9+750	a	10+000	3.53
10+000	a	10+250	5.41
10+250	a	10+500	4.28
10+500	a	10+750	3.36
10+750	a	11+000	2.99

Para el año 2004 el número estructural fue calculado a partir de datos de deflexiones medidas con FWD brindados por la UPV, para los años 2,005 y 2,007 solo se cuenta con datos de números estructurales directos, y no se tomaron en cuenta por que se desconoce el procedimiento de cálculo utilizado para su obtención.

Tabla 3.33.

Tabla informativa de Números Estructurales y Características del Pavimento de la Banda de Estudio de la carretera CA-01W para los años 2004 y 2010

Tramo	Tipo de Material	Espesor Reciente	Espesor Previo	AÑOS				Numero Estructural		CBR Subrasante	Temporada
				Construc.	Rehabil.	Sellado	Tratam.	2,004	2,010		
6+000 a 6+250	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	6.15	6.21	12.00%	Lluviosa
6+250 a 6+500	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	9.92	9.62	12.00%	Lluviosa
6+500 a 6+750	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	13.21	8.91	12.00%	Lluviosa
6+750 a 7+000	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	10.82	8.80	12.00%	Lluviosa
7+000 a 7+250	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	5.55	3.87	12.00%	Lluviosa
7+250 a 7+500	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	5.59	3.11	12.00%	Lluviosa
7+500 a 7+750	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	7.76	4.79	12.00%	Lluviosa
7+750 a 8+000	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	7.48	4.32	12.00%	Lluviosa
8+000 a 8+250	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	8.05	4.09	12.00%	Lluviosa
8+250 a 8+500	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	7.82	5.93	12.00%	Lluviosa

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas

Tabla 3.34.

Tabla informativa de Números Estructurales y Características del Pavimento de la Banda de Estudio de la carretera CA-01W para los años 2004 y 2010

Tramo	Tipo de Material	Espesor Reciente	Espesor Previo	AÑOS				Numero Estructural		CBR Subrasante	Temporada
				Construc.	Rehabil.	Sellado	Tratam.	2,004	2,010		
8+500 a 8+750	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	10.17	5.62	12.00%	Lluviosa
8+750 a 9+000	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	9.50	8.00	12.00%	Lluviosa
9+000 a 9+250	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	13.31	6.65	12.00%	Lluviosa
9+250 a 9+500	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	11.49	7.43	12.00%	Lluviosa
9+500 a 9+750	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	10.34	9.14	12.00%	Lluviosa
9+750 a 10+000	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	7.57	3.53	12.00%	Lluviosa
10+000 a 10+250	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	7.43	5.41	12.00%	Lluviosa
10+250 a 10+500	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	9.85	4.28	12.00%	Lluviosa
10+500 a 10+750	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	4.11	3.36	12.00%	Lluviosa
10+750 a 11+000	Conc. Asfal.	20.00 cm.	7.50 cm.	2,003	2,003	2,003	2,003	5.39	2.99	12.00%	Lluviosa

Fuente: Unidad de Planificación Vial, Ministerio de Obras Públicas

CAPITULO IV

**“CALIBRACION DE LOS MODELOS
DE DETERIORO HDM-4”**

4.1. CALIBRACION A NIVEL DE PROYECTO

4.1.1. METODOLOGIA DE TRAMOS TESTIGO.

Esta metodología consiste en registrar la evolución de los diferentes deterioros en un conjunto de tramos testigo de pavimento a lo largo de un lapso determinado de tiempo, y con estos datos ajustar los modelos de deterioro para cada tramo testigo por separado, obteniendo factores de calibración para cada tipo de pavimento. Esta metodología es la que brinda mayor precisión en la predicción a futuro, pero su confiabilidad depende fuertemente del periodo de medición abarcado; es necesario recabar datos por un lapso prolongado si se desea una predicción confiable.

En investigaciones realizadas por la Pontificia Universidad Católica de Chile⁸, se registró la evolución de los diferentes deterioros en un conjunto de tramos testigo de pavimentos asfálticos, a lo largo de un lapso de 5 años (ver Figura 4.01). En base a los datos recopilados se ajustaron los modelos de deterioro para cada tramo testigo por separado, utilizando las ecuaciones provistas por HDM-III, obteniendo factores de calibración para cada tipo de pavimento.

⁸ Videla 1992.

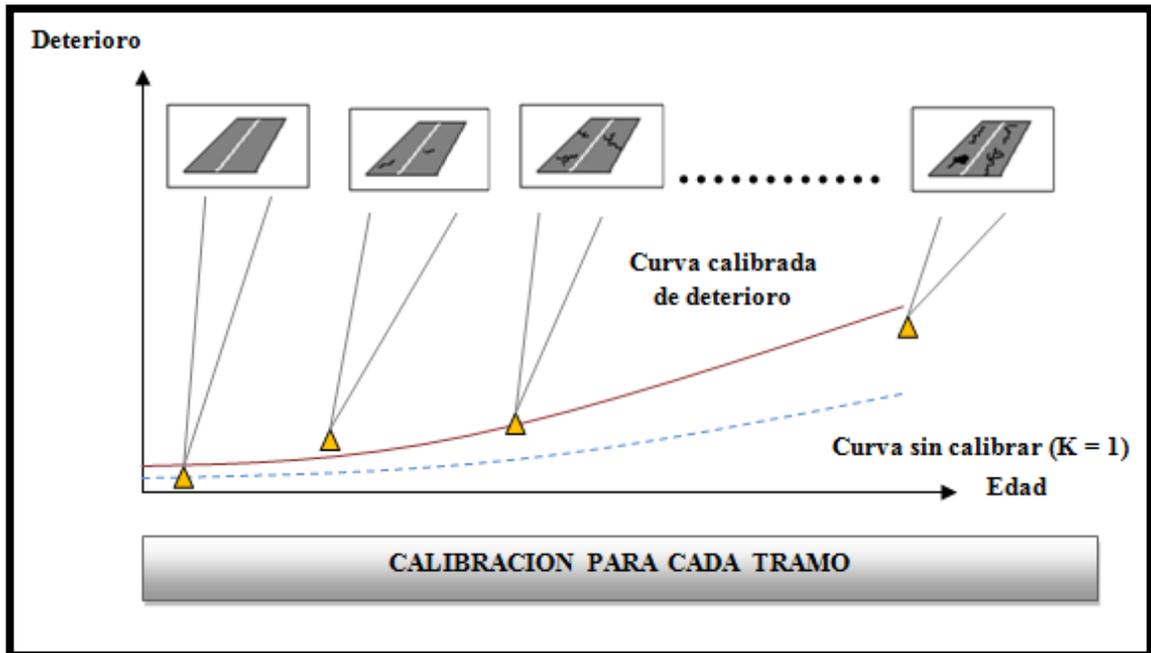


Figura 4.01.-Calibración de modelos de deterioro para tramos testigo

4.1.2. METODOLOGIA DE CALIBRACION DE LOS MODELOS

HDM - 4

Para efectos de aplicación de esta metodología, el primer paso fue investigar que carreteras de nuestro país contaban con información completa de deterioros y capacidad estructural para un periodo mínimo de 5 años, para lo cual fue requerida la colaboración de la Unidad de Planificación Vial del Ministerio de Obras Publicas.

Como resultado de esta investigación se logró definir una Banda de Estudio, ubicada entre el km 6.00 y el km 11.00 de la carretera CA-01W, dentro del tramo San Salvador – Santa Tecla.

Dicha banda de estudio cumple con los requisitos de información de deterioros y capacidad estructural del pavimento, según la base de datos de la UPV y los datos recopilados para 2010, cubriendo un periodo de 8 años.

La selección de tramos testigo se basó en la metodología empleada para la selección de tramos en proyectos anteriores. La banda de estudio fue dividida en 20 tramos con una longitud de 250.00 m. Estos tramos guardan gran similitud en cuanto a sus características generales, de tránsito y de clima, por localizarse todos en una misma carretera.

En esta metodología se aplica el concepto de “**Familia o Categoría**”, una familia es un conjunto de tramos que tienen características homogéneas en cuanto a tránsito, capacidad estructural y clima. En este caso los tramos evaluados fueron divididos en 2 familias en base a su capacidad estructural.

Tabla 4.01

Agrupación de tramos en familias según capacidad estructural, año 2004.

FAMILIA 01				
CONDICION: 1 > SN > 6				
Nº	TRAMO			SN
5	7+000	a	7+250	5.55
6	7+250	a	7+500	5.59
19	10+500	a	10+750	4.11
20	10+750	a	11+000	5.39
FAMILIA 02				
CONDICION: SN ≥ 6				
Nº	TRAMO			SN
1	6+000	a	6+250	6.15
2	6+250	a	6+500	9.92
3	6+500	a	6+750	13.21
4	6+750	a	7+000	10.82
7	7+500	a	7+750	7.76
8	7+750	a	8+000	7.48
9	8+000	a	8+250	8.05
10	8+250	a	8+500	7.82
11	8+500	a	8+750	10.17
12	8+750	a	9+000	9.50
13	9+000	a	9+250	13.31
14	9+250	a	9+500	11.49
15	9+500	a	9+750	10.34
16	9+750	a	10+000	7.57
17	10+000	a	10+250	7.43
18	10+250	a	10+500	9.85

Una vez definidos los tramos a estudiar se procede a realizar el proceso de calibración, este puede ser de manera numérica o gráfica, como es el caso de este Trabajo de Investigación.

4.1.3. CALIBRACION POR METODO GRAFICO.

4.1.3.1. ANALISIS DE TRAMOS POR FAMILIA.

Se procede a realizar el análisis de cada uno de los tramos agrupándolos en su respectiva familia, programando las ecuaciones de los modelos HDM-4 en planillas electrónicas, para esto se deben seguir las siguientes recomendaciones:

- 1) Los datos utilizados para realizar el análisis de cada familia, corresponden a los valores promedio de las variables de los tramos que la conforman, y que se especifican en el capítulo III.
- 2) El año de inicio del análisis debe corresponder al año en el cual se realizó la última rehabilitación o mantenimiento de importancia que redujo los deterioros a cero. En nuestro caso el año de la última rehabilitación fue 2,003, por lo que el análisis inicia en 2,003.
- 3) Las áreas de grietas totales, grietas anchas, y cantidad de baches por Km para el inicio del análisis en este caso son cero.
- 4) La extensión del periodo de análisis debe corresponder a la cantidad de años que se tienen de datos de campo. Para este caso será de 8 años.

Una vez revisados todos los detalles, se realiza el análisis. Estos resultados se grafican y se superponen a los datos obtenidos en campo para el pavimento en cuestión, con el fin de comparar los datos predichos con los observados. Luego se procede a calibrar cada modelo.

4.1.3.2. CALIBRACIÓN ESTADÍSTICA DE LOS FACTORES DE CALIBRACIÓN K_I

El procedimiento propuesto para la calibración estadística de los modelos de comportamiento de pavimentos asfálticos en el presente trabajo se basa principalmente en la determinación de factores que permitan lograr un mejor ajuste de las curvas de deterioro simulado a los datos de comportamiento real.

Para ello, se siguieron dos procedimientos distintos, dependiendo si el factor a determinar correspondía a la fase de inicio o de progresión del deterioro.

El procedimiento propuesto para la calibración de los factores de inicio de deterioros superficiales, se basó en la obtención del cociente entre el año observado de aparición del deterioro y el año de aparición predicho por el modelo sin calibrar. Para el caso de los factores de progresión, la calibración se realizó mediante la minimización de los cuadrados de las diferencias de los datos estimados y los observados. (SSD, Sum of Squared Differences). En la Figura 4.02 se observa una curva típica de comportamiento de un modelo de deterioro y sobre ella se encuentran localizados los datos observados y la curva obtenida a partir de las predicciones del modelo.

El mejor ajuste consiste en minimizar las diferencias de modo que se logre la representación más fiel y real del comportamiento en el tiempo. El minimizar el valor de SSD conlleva una reducción del error medio de estimación que permite encontrar el factor de calibración que asegura el mejor ajuste de la curva de deterioro y por ende la calibración del modelo de comportamiento analizado⁹.

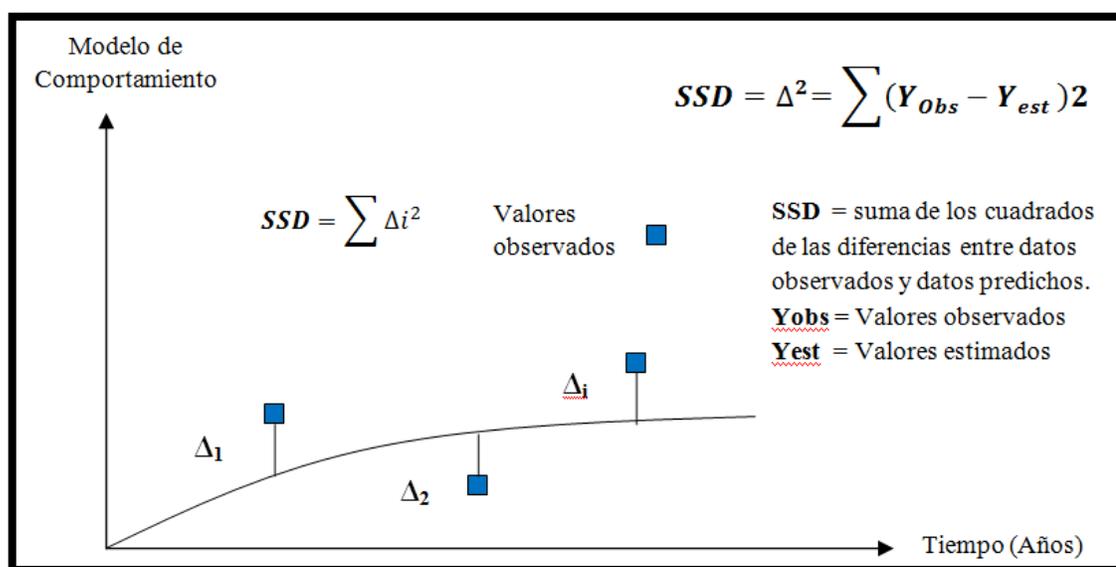


Figura 4.02.-Minimización de cuadrados de las diferencias entre valores estimados y medidos.

Fuente: Calibración de Modelos de Comportamiento para Pavimentos Asfálticos de HDM-III y HDM-4 a las condiciones de Chile.

⁹ Kannemeyer y Visser 1996.

4.1.4. CALIBRACION DEL MODELO DE GRIETAS TOTALES

Para la mayoría de los casos, el inicio de agrietamiento se considera más importante que la progresión de los modelos de agrietamiento. Esto podría ser debido a que el inicio del agrietamiento es siempre un indicador para los ingenieros de que en la superficie del pavimento comienzan a manifestarse grietas.

Más importante, sin embargo, es el hecho de tener la superficie agrietada ya que permitirá el ingreso de agua rápidamente y esto da lugar a resultados secundarios en el deterioro del pavimento tales como baches, ahuellamiento, desplazamiento o una combinación de defectos. Por esta razón, es práctica habitual sellar las grietas antes de que la progresión se pueda desarrollar mucho más.

4.1.4.1. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE CALIBRACION DE INICIO DE GRIETAS TOTALES K_{IG} :

Para obtener este factor se aplicó el procedimiento anteriormente descrito, dividiendo el año observado en la aparición del deterioro en campo entre el año de aparición predicho por el modelo sin calibrar, para obtener un valor parámetro con el cual empezar el análisis por prueba y error.

La manera en que se hizo dicho proceso es la siguiente:

1. Prueba 1: se realiza el análisis para una familia, asignando a K_{IG} , el valor parámetro.

2. Los resultados obtenidos se grafican sobreponiéndolos a los datos reales, y se observa la diferencia entre el año de inicio de grietas totales real y el estimado.
3. Basándose en estas observaciones, se prueba con otro valor ya sea mayor o menor que el valor parámetro, cuando el valor del factor aumenta el inicio de grietas se retrasa y viceversa.
4. Se vuelve a repetir el procedimiento hasta encontrar un valor que haga que el inicio de grietas totales estimado se acerque lo más posible al inicio real.

Como resultado de aplicar el procedimiento anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

FACTOR DE CALIBRACIÓN PARA EL INICIO DE GRIETAS TOTALES.		
FAMILIA 01	K_{IG}	0.01
FAMILIA 02	K_{IG}	0.05

Tabla 4.02.-Factores de calibración para inicio de grietas totales.

4.1.4.2. DETERMINACION DEL FACTOR DE CALIBRACION DE PROGRESION DE GRIETAS TOTALES.

Para obtener este valor se aplicó el método estadístico de minimización de los cuadrados de las diferencias de los datos estimados y los observados, explicado anteriormente. Como resultado de este proceso se obtuvo un valor parámetro, el cual sirve para comenzar el procedimiento de prueba y error. La manera en que se hizo dicho proceso es la siguiente:

- Prueba 1: se realiza el análisis para una familia, asignando a K_{PG} , el valor parámetro, y colocando a K_{IG} su valor definitivo, debido a que la progresión de grietas depende del inicio de éstas.
- Los resultados obtenidos se grafican sobreponiéndolos a los datos reales, y se observa la diferencia entre la tendencia de los valores de grietas totales real, y el estimado.
- Basándose en estas observaciones, se prueba con otro valor ya sea mayor o menor que el valor inicial con el objetivo de lograr que la curva del modelo se ajuste lo más posible a los datos de campo, procurando que se localice en el centro de la nube de puntos.
- Se vuelve a repetir el procedimiento hasta encontrar un valor que haga que la curva estimada se apegue lo más posible a los datos observados.

Como resultado de aplicar el procedimiento anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.03
Factores de calibración para progresión de grietas totales.

FACTOR DE CALIBRACIÓN PARA PROGRESION DE GRIETAS TOTALES.		
FAMILIA 01	K_{PG}	1.1
FAMILIA 02	K_{PG}	1.25

Figura 4.03
Calibración del modelo de Grietas Totales HDM-4 para la Familia 01.

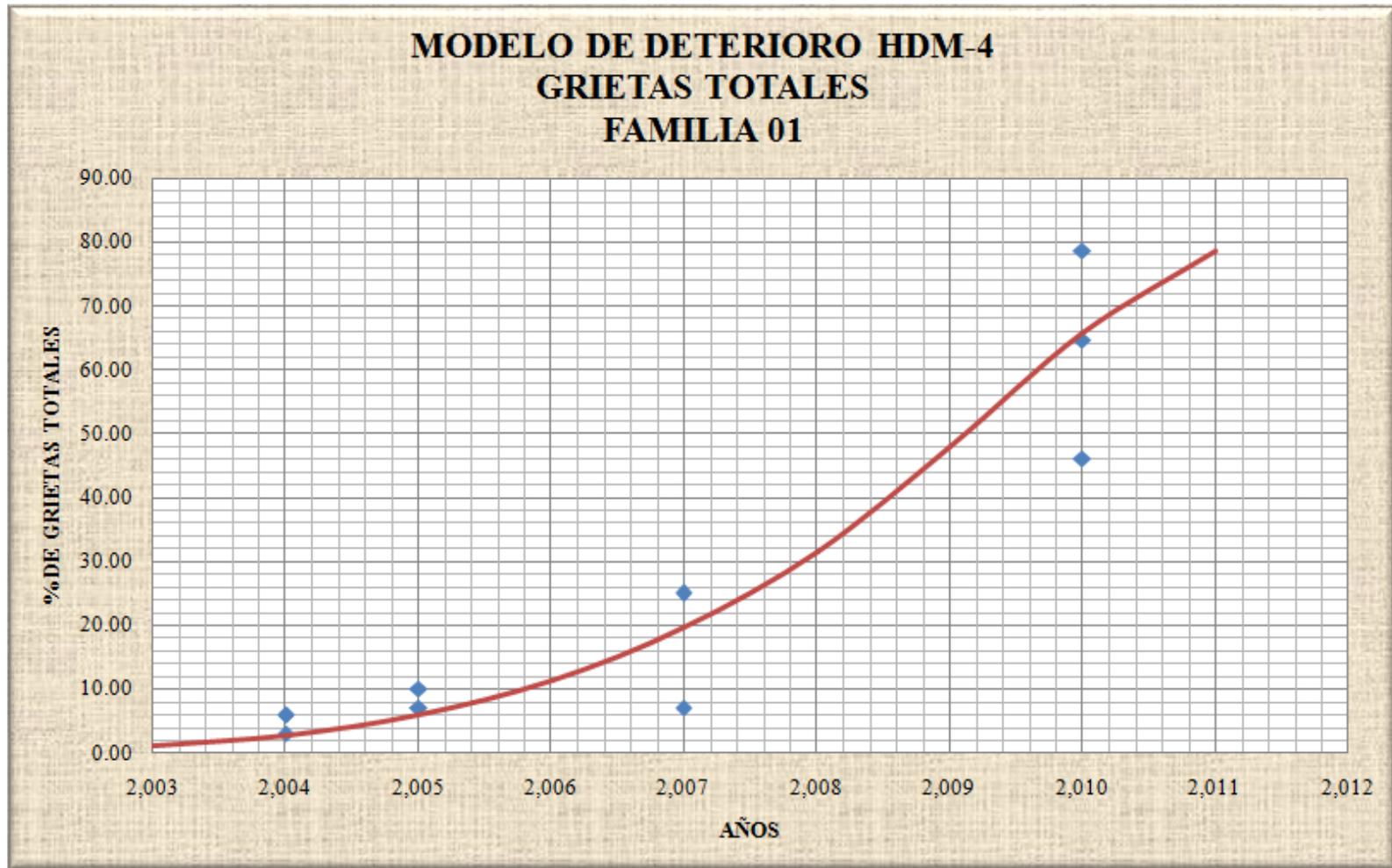
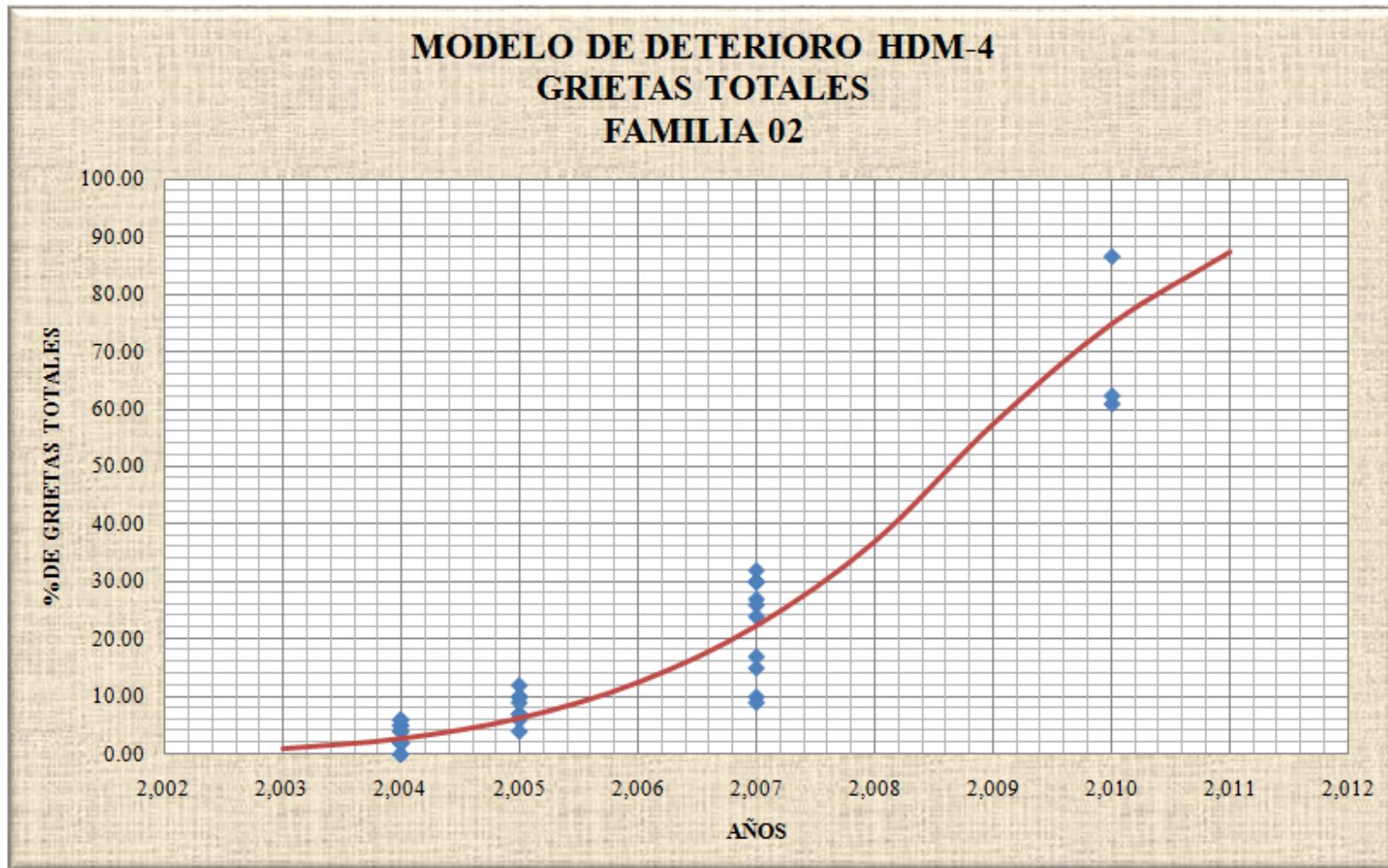


Figura 4.04
Calibración del modelo de Grietas Totales HDM-4 para la Familia 02.



4.1.5. CALIBRACION DEL MODELO DE GRIETAS ANCHAS.

Dentro del porcentaje de grietas totales, HDM-4 considera que un porcentaje de estas son grietas anchas, las grietas anchas son todas aquellas de severidad alta, como por ejemplo piel de cocodrilo alta, grietas longitudinales y transversales altas. El inicio de grietas anchas generalmente se da un tiempo después que el inicio del agrietamiento total, y su progresión sigue hasta la aparición de baches.

4.1.5.1. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE CALIBRACION DE INICIO DE GRIETAS ANCHAS K_{IGA} :

Para obtener este factor se procedió de manera similar que para las grietas totales, dividiendo el año observado en la aparición del deterioro en campo entre el año de aparición predicho por el modelo sin calibrar, para obtener un valor parámetro con el cual empezar el análisis por prueba y error.

La manera en que se hizo dicho proceso es la siguiente:

- Prueba 1: se corre el análisis para una familia, asignando a K_{IGA} el valor parámetro y colocando a K_{IG} su valor respectivo. Ya que el inicio de grietas anchas depende del inicio de grietas totales. Los resultados obtenidos se grafican sobreponiéndolos a los datos reales, y se observa la diferencia entre el año de inicio de grietas anchas real y el estimado.

- Basándose en estas observaciones, se prueba con otro valor ya sea mayor o menor que el valor parámetro, cuando el valor del factor aumenta el inicio de grietas se retrasa y viceversa.
- Se vuelve a repetir el procedimiento hasta encontrar un valor que haga que el inicio de grietas anchas estimado se acerque lo más posible al inicio real.

Como resultado de aplicar el procedimiento anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.04

Factores de calibración para inicio de grietas anchas.

FACTOR DE CALIBRACIÓN PARA EL INICIO DE GRIETAS ANCHAS.		
FAMILIA 01	K_{IGA} .	0.01
FAMILIA 02	K_{IGA} .	0.01

4.1.5.2. DETERMINACION DEL FACTOR DE CALIBRACION DE PROGRESION DE GRIETAS ANCHAS.

Al igual que para grietas totales, para obtener este valor se aplicó el método estadístico de mínimos cuadrados. Como resultado de este proceso se obtuvo un valor parámetro el cual nos sirvió para comenzar nuestro procedimiento de prueba y error. La manera en que se hizo dicho proceso es la siguiente:

- Prueba 1: se realiza el análisis para una familia, asignando a K_{PGA} , el valor parámetro, colocando a K_{IG} , y K_{IGA} su valor definitivo, debido a que el modelo

de progresión de grietas anchas involucra el inicio de grietas totales y el inicio de grietas anchas.

- Los resultados obtenidos se grafican sobreponiéndolos a los datos reales y se observa la diferencia entre la tendencia de los valores de grietas anchas real y el estimado.
- Basándose en estas observaciones, se prueba con otro valor ya sea mayor o menor que el valor inicial con el objetivo de lograr que la curva del modelo se ajuste lo más posible a los datos de campo, procurando que se localice en el centro de la nube de puntos.
- Se vuelve a repetir el procedimiento hasta encontrar un valor que haga que la curva estimada se apegue lo más posible a los datos observados.

Como resultado de aplicar el procedimiento anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.05
Factores de calibración para progresión de grietas totales.

FACTOR DE CALIBRACIÓN PARA PROGRESION DE GRIETAS ANCHAS.		
FAMILIA 01	K_{PGA}	0.65
FAMILIA 02	K_{PGA}	0.25

Figura 4.05
Calibración del Modelo de Grietas Anchas HDM-4, Familia 01.

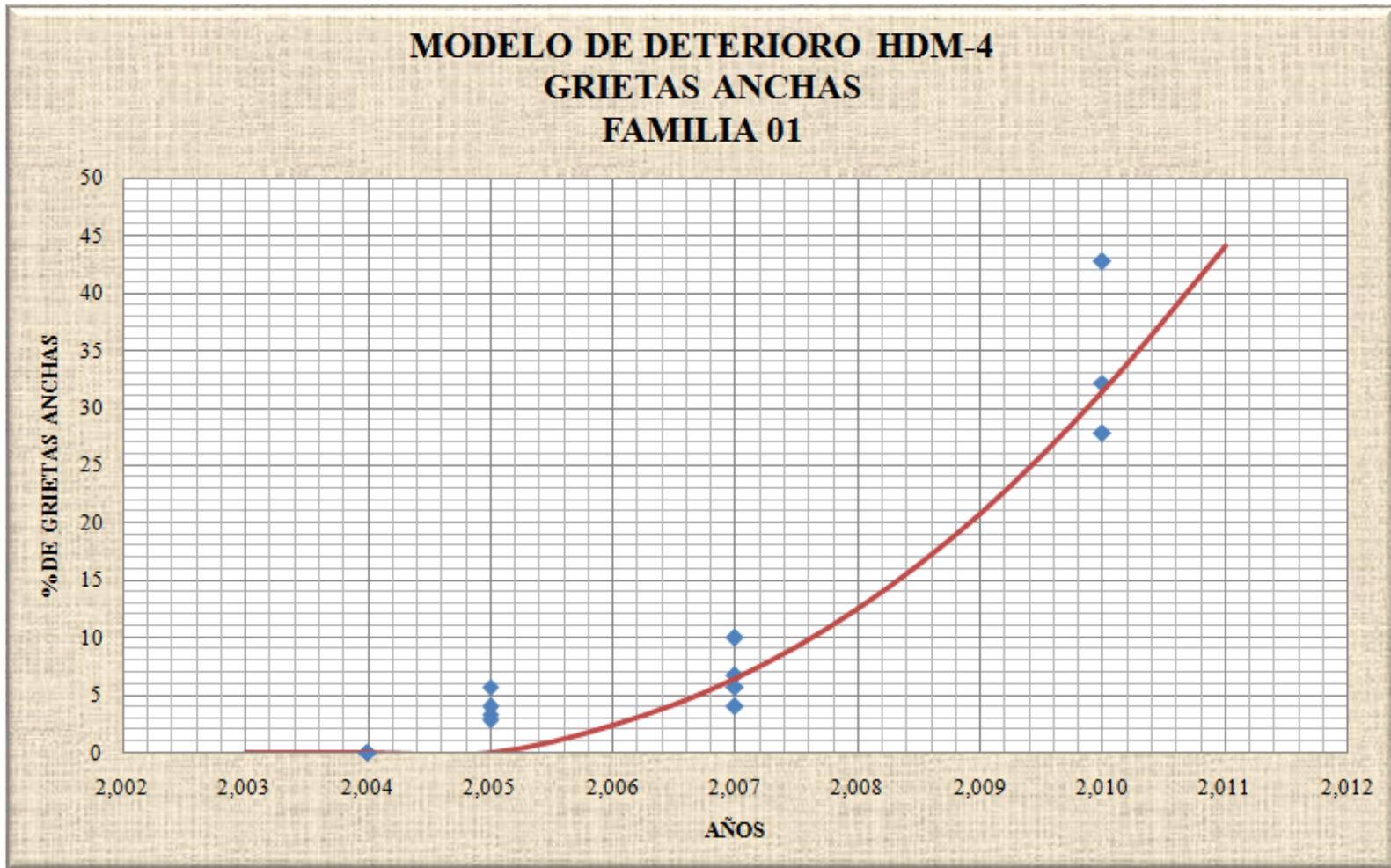
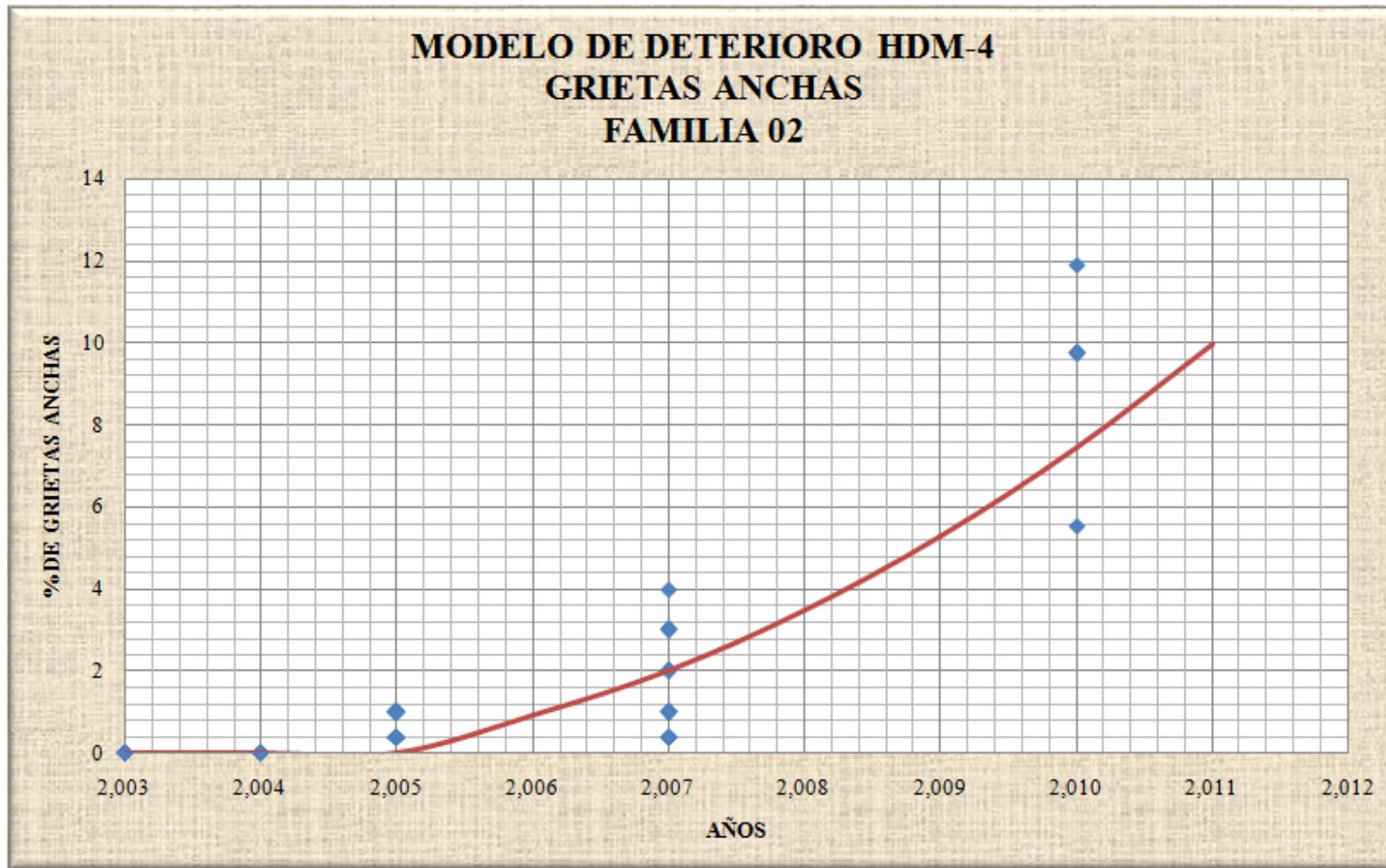


Figura 4.06
Calibración del Modelo de Grietas Anchas HDM-4, para Familia 02.



4.1.6. CALIBRACION DEL MODELO DE BACHES.

4.1.6.1. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE CALIBRACION DE INICIO DE BACHES K_{IB} :

Para obtener este factor se procedió de manera similar que para las grietas totales y grietas anchas , dividiendo el año observado en la aparición del deterioro en campo entre el año de aparición predicho por el modelo sin calibrar, para obtener un valor parámetro con el cual empezar el análisis por prueba y error.

La manera en que se hizo dicho proceso es la siguiente:

- Prueba 1: se realiza el análisis para una familia, asignando a K_{IB} el valor parámetro. Los resultados obtenidos se grafican sobreponiéndolos a los datos reales, y se observa la diferencia entre el año de apareamiento de baches, y el año de inicio de baches estimado por el modelo HDM-4.
- Basándose en estas observaciones, se prueba con otro valor, para lograr acercarlo más posible el inicio de baches a los datos observados.
- Se repite este procedimiento cuantas veces sea necesario hasta lograr el mejor ajuste posible. Cabe mencionar que ajustar el inicio de baches requiere de muchas pruebas porque los baches en las condiciones reales aparecen a edades mucho más tempranas que las que predice el modelo HDM-4.
- Como resultado de aplicar el procedimiento anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.06
Factores de calibración para inicio de grietas anchas.

FACTOR DE CALIBRACIÓN PARA EL INICIO DE BACHES.		
FAMILIA 01	K_{IB}	8.0
FAMILIA 02	K_{IB}	1.25

4.1.6.2. DETERMINACION DEL FACTOR DE CALIBRACION DE PROGRESION DE BACHES.

Al igual que para grietas totales y grietas anchas, para obtener este valor se aplicó el método estadístico de minimización de los cuadrados de las diferencias de los datos estimados y los observados explicado anteriormente. Como resultado de este proceso se obtuvo un valor parámetro el cual sirve para comenzar el procedimiento de tanteo.

La manera en que se hizo dicho proceso es la siguiente:

- Prueba 1: se realiza el análisis para una familia, asignando a K_{PB} , el valor obtenido de la minimización de cuadrados.
- Los resultados obtenidos se grafican sobreponiéndolos a los datos reales, y se observa la diferencia entre la tendencia de la curva de baches generada por el modelo HDM-4 y la tendencia de los valores de campo.
- Basándose en estas observaciones, se prueba con otro valor ya sea mayor o menor que el valor inicial con el objetivo de lograr que la curva del modelo se ajuste lo más posible a los datos de campo, procurando que se localice en el centro de la nube de puntos.

- Se vuelve a repetir el procedimiento hasta encontrar un valor que haga que la curva estimada se apegue lo más posible a los datos observados.

Como resultado de aplicar el procedimiento anterior, se obtuvieron los siguientes resultados.

Tabla 4.07
Factores de calibración para progresión de baches

FACTOR DE CALIBRACIÓN PARA PROGRESION DE BACHES.		
FAMILIA 01	K_{PB}	0.25
FAMILIA 02	K_{PB}	0.03

Figura 4.07
Calibración del Modelo de Baches HDM-4, Familia 01.

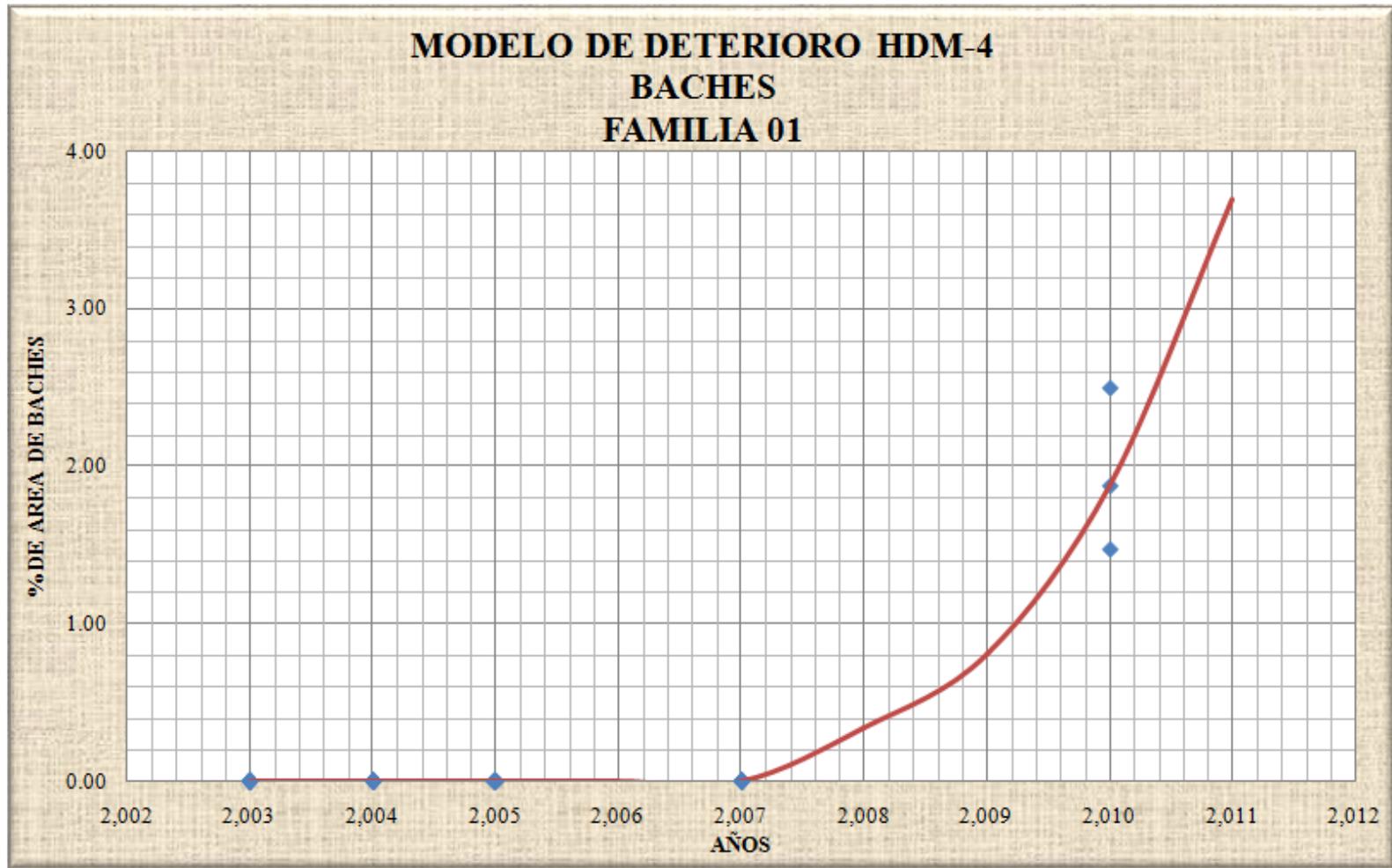
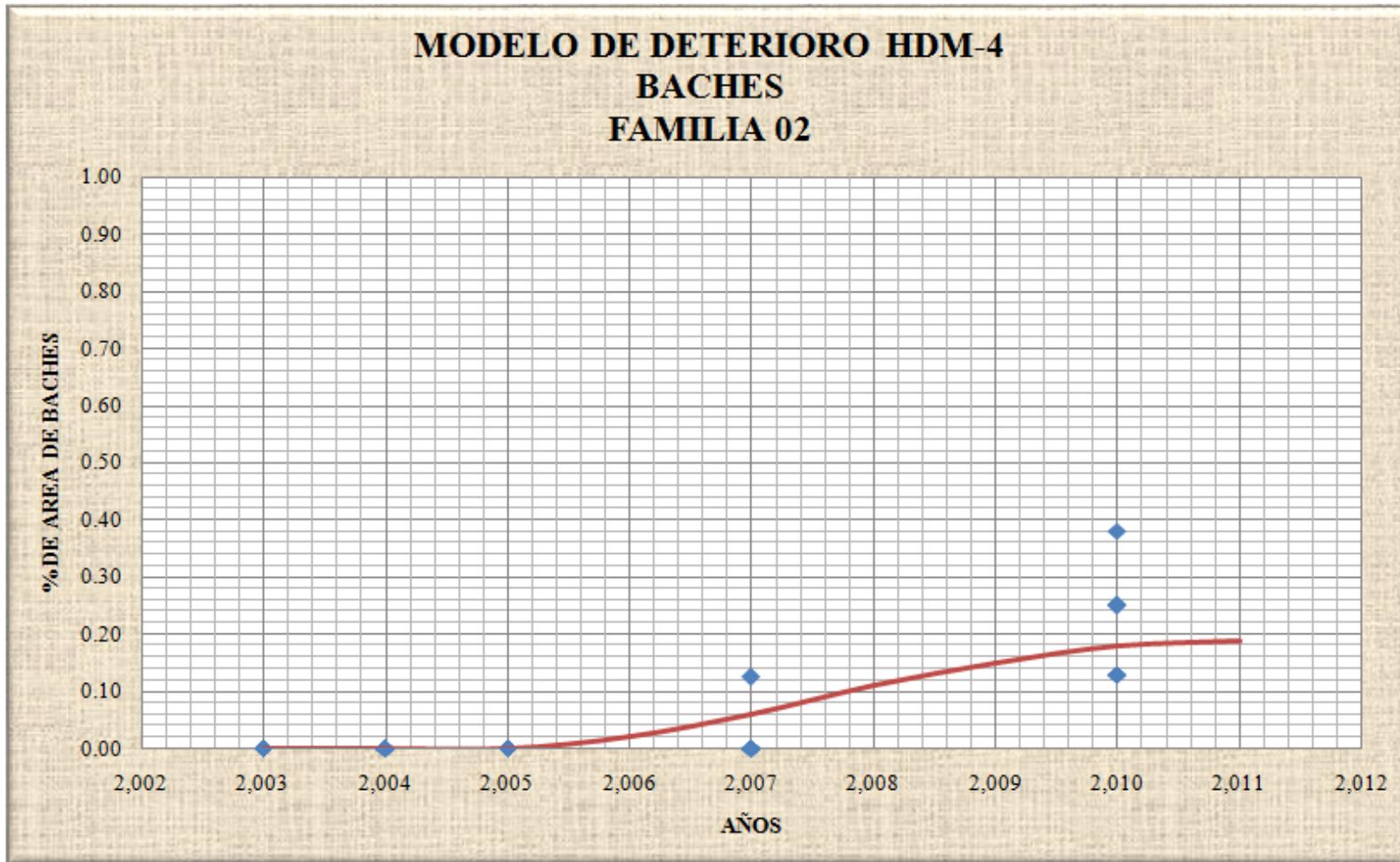


Figura 4.08
Calibración del Modelo de Baches HDM-4, Familia 02.



En resumen como resultado de esta investigación se lograron obtener los siguientes factores de calibración para los modelos de deterioro de Grietas y Baches de HDM-4 para pavimentos flexibles, estos pueden ser aplicados a diferentes carreteras de nuestro país, escogiendo los factores de la familia que más se asemeje a las características del proyecto.

Tabla 4.08

Factores de calibración de los Modelos de Deterioro de Grietas Totales, Grietas Anchas, y Baches de HDM-4 para las Carreteras de El Salvador.

MODELO	FACTOR	FAMILIA 01	FAMILIA 02
Inicio de Grietas Totales	K_{IG}	0.01	0.05
Progresión de Grietas Totales	K_{PG}	1.10	1.25
Inicio de Grietas Anchas	K_{IGA}	0.01	0.01
Progresión de Grietas Anchas	K_{PGA}	0.65	0.25
Inicio de Baches	K_{IB}	8.00	1.25
Progresión de Baches	K_{PB}	0.25	0.03

4.2. CONFIABILIDAD DE LA CALIBRACIÓN

De acuerdo a los valores entregados en la Tabla 4.08, se realizó una verificación de la calidad de la predicción, la cual consistió en comparar, para cada uno de los modelos considerados en la investigación, los valores observados versus los predichos, utilizando para ello los factores de calibración obtenidos. Para ello utilizamos como patrones de comparación los indicadores de coeficiente de correlación (R^2) y Error Medio de Estimación EM.

$$R^2 = 1 - \frac{(Y_{esti} - Y_{Obsi})^2}{(Y_{Obsi} - Y_m)^2} \quad (\text{Ec. 4.01})$$

$$EM = \frac{\sqrt{(Y_{Obsi} - Y_{esti})^2}}{N-1} \quad (\text{Ec. 4.02})$$

Donde:

R2	: Coeficiente de correlación	Yesti	: Valores estimados
Yobs	: Valores Observados	Ym	: Valor medio de las observaciones
EM	: Error medio de Estimación.	N	: Numero de Observaciones.

Los resultados obtenidos utilizando los diferentes factores propios para cada categoría muestran valores significativos de correlación para los diferentes modelos (R^2 sobre 0.5).

Tabla 4.09

Factor de correlación y error medio estimado para cada modelo de deterioro.

FAMILIA 01		
MODELO	R²	EM
Grietas Totales	0.99	3.17
Grietas Anchas	0.87	7.48
Baches	0.90	0.35
FAMILIA 02		
Grietas Totales	0.97	6.99
Grietas Anchas	0.86	2.12
Baches	0.76	0.081

Con respecto a los valores del Error Medio de Estimación resulta de una magnitud similar al error asociado a las mediciones. En las Figuras 4.10 a 4.15 se muestra la comparación entre los valores observados y simulados para los modelos de Grietas Totales, Grietas Anchas y Baches, indicando la línea de igualdad y una franja equidistante de \pm E.M. en ellas se ve que la mayoría de los resultados caen dentro de esta franja, con una clara tendencia a acercarse al centro, lo cual significa que la predicción es satisfactoria para la mayoría de las observaciones.

Tabla 4.10

Verificación de la calidad de la predicción del modelo de grietas totales para la familia 01.

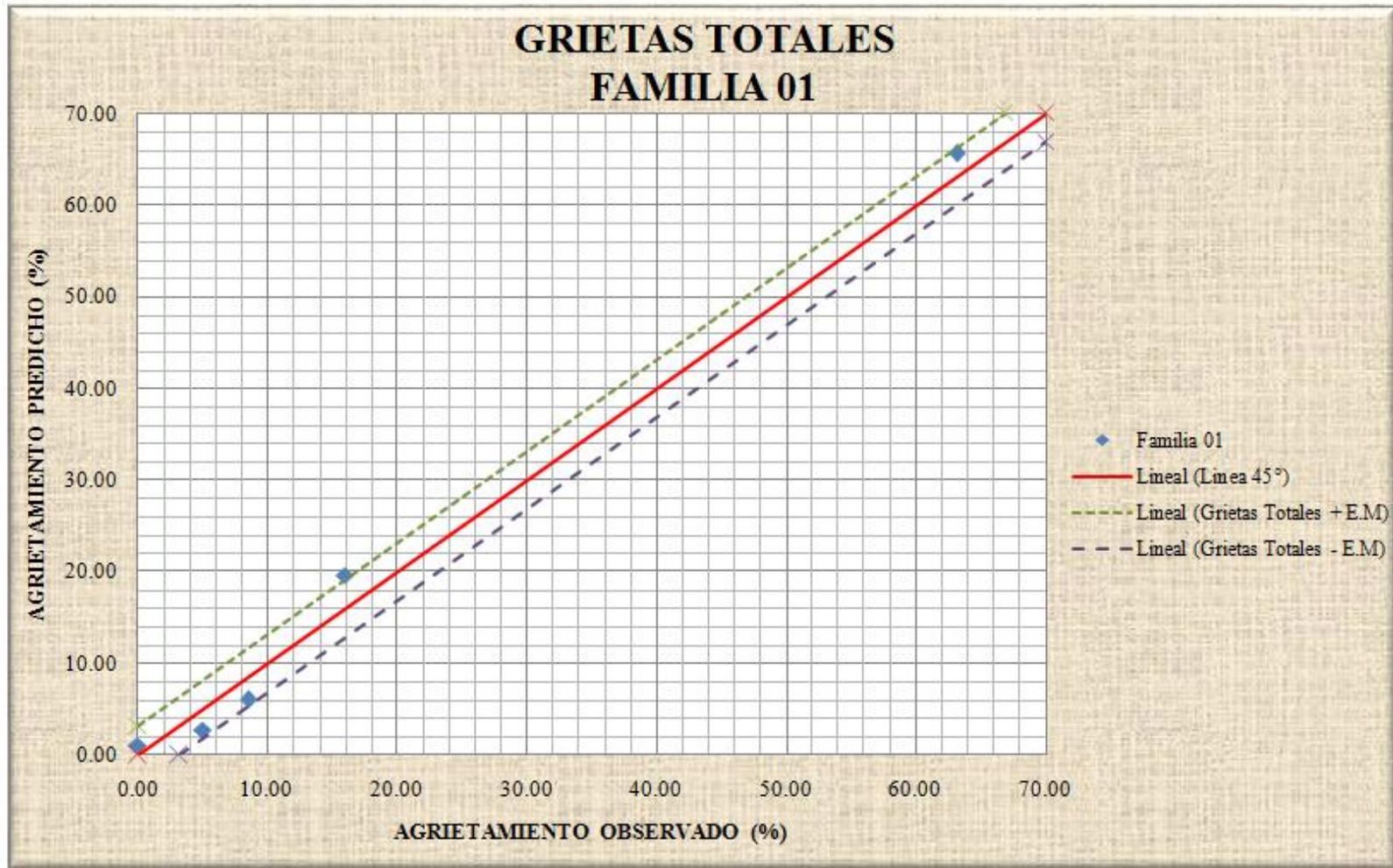


Tabla 4.11

Verificación de la calidad de la predicción del modelo de grietas totales para la familia 02.

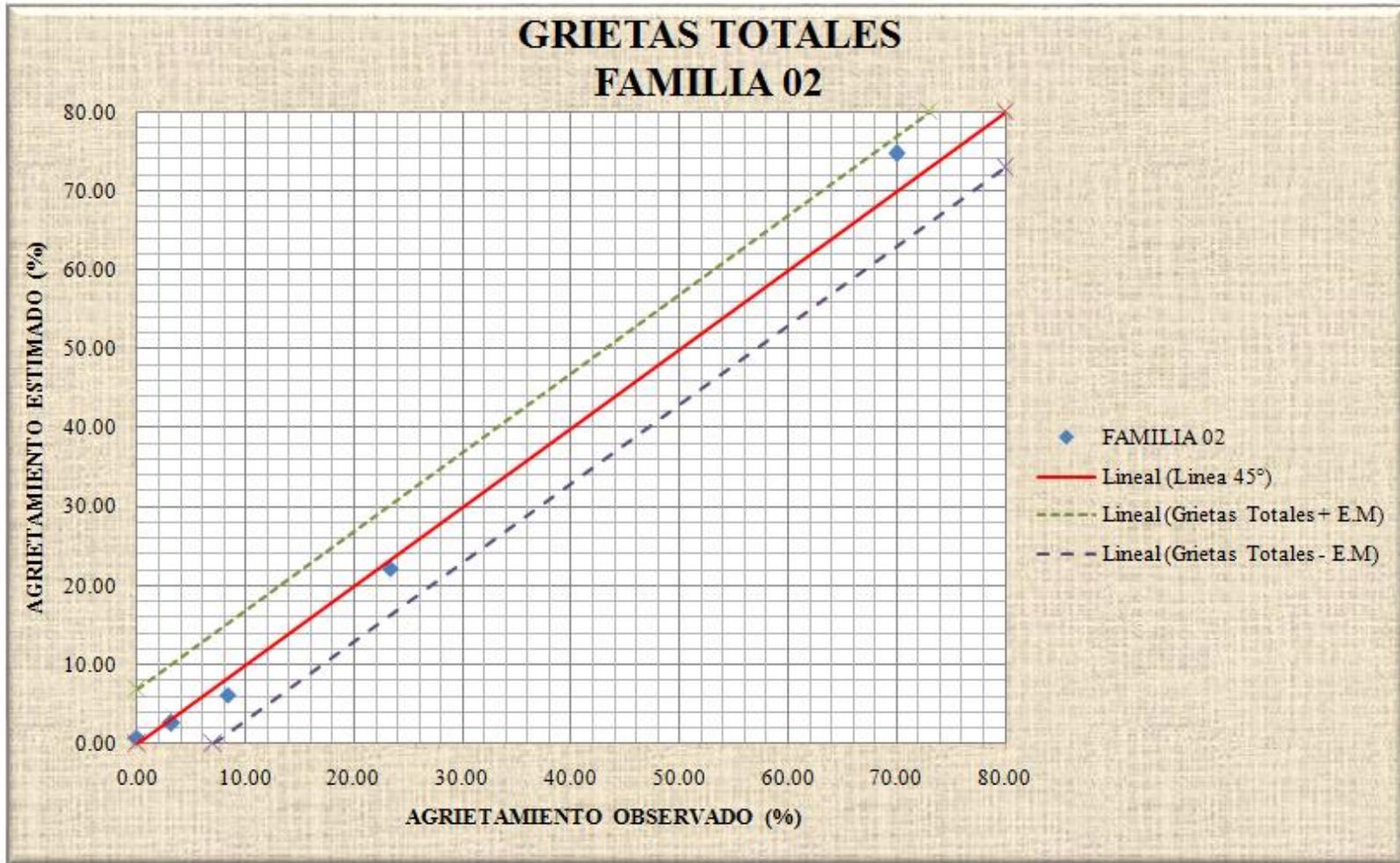


Tabla 4.12

Verificación de la calidad de la predicción del modelo de grietas anchas para la familia 01.

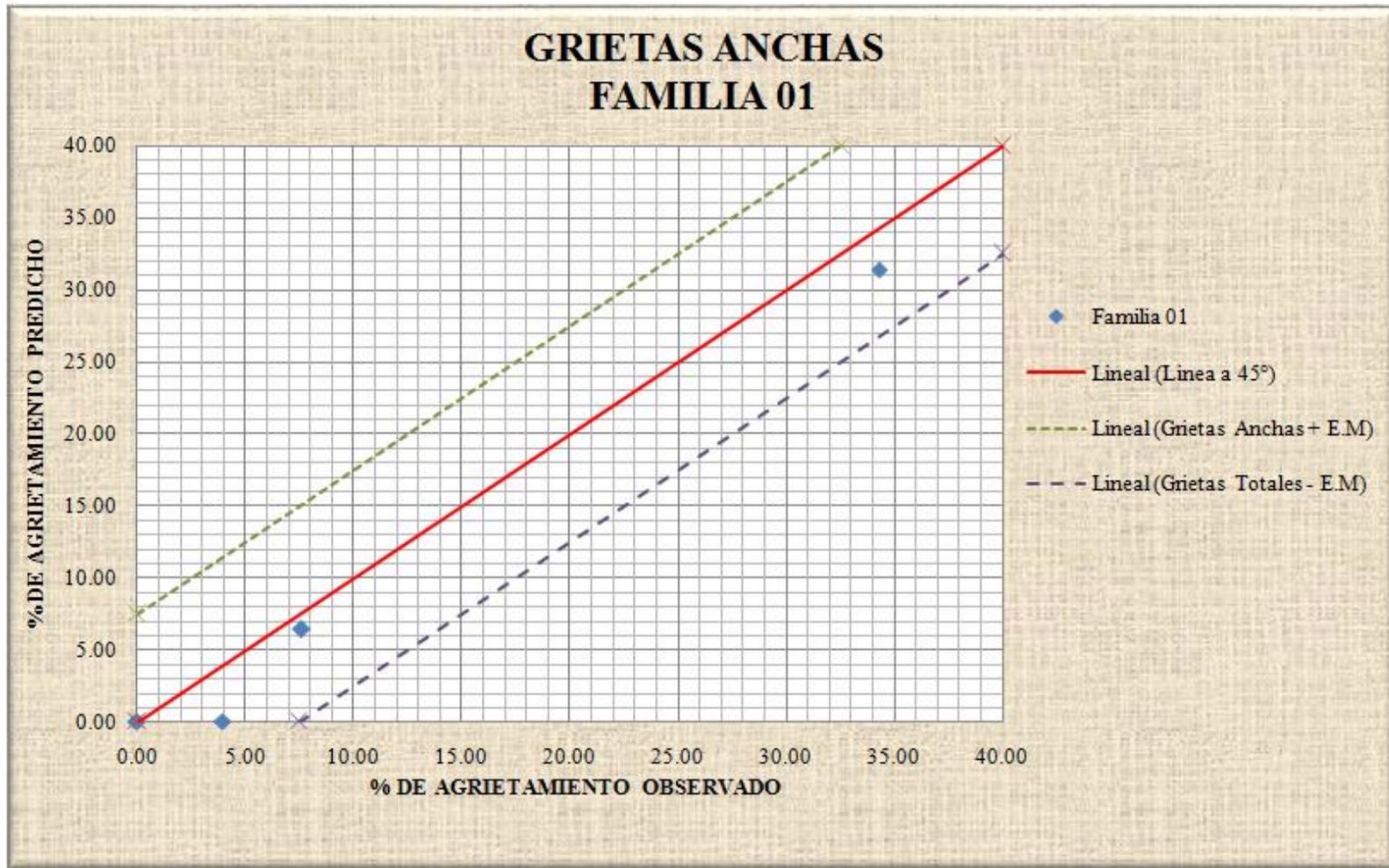


Tabla 4.13

Verificación de la calidad de la predicción del modelo de grietas anchas para la familia 02.

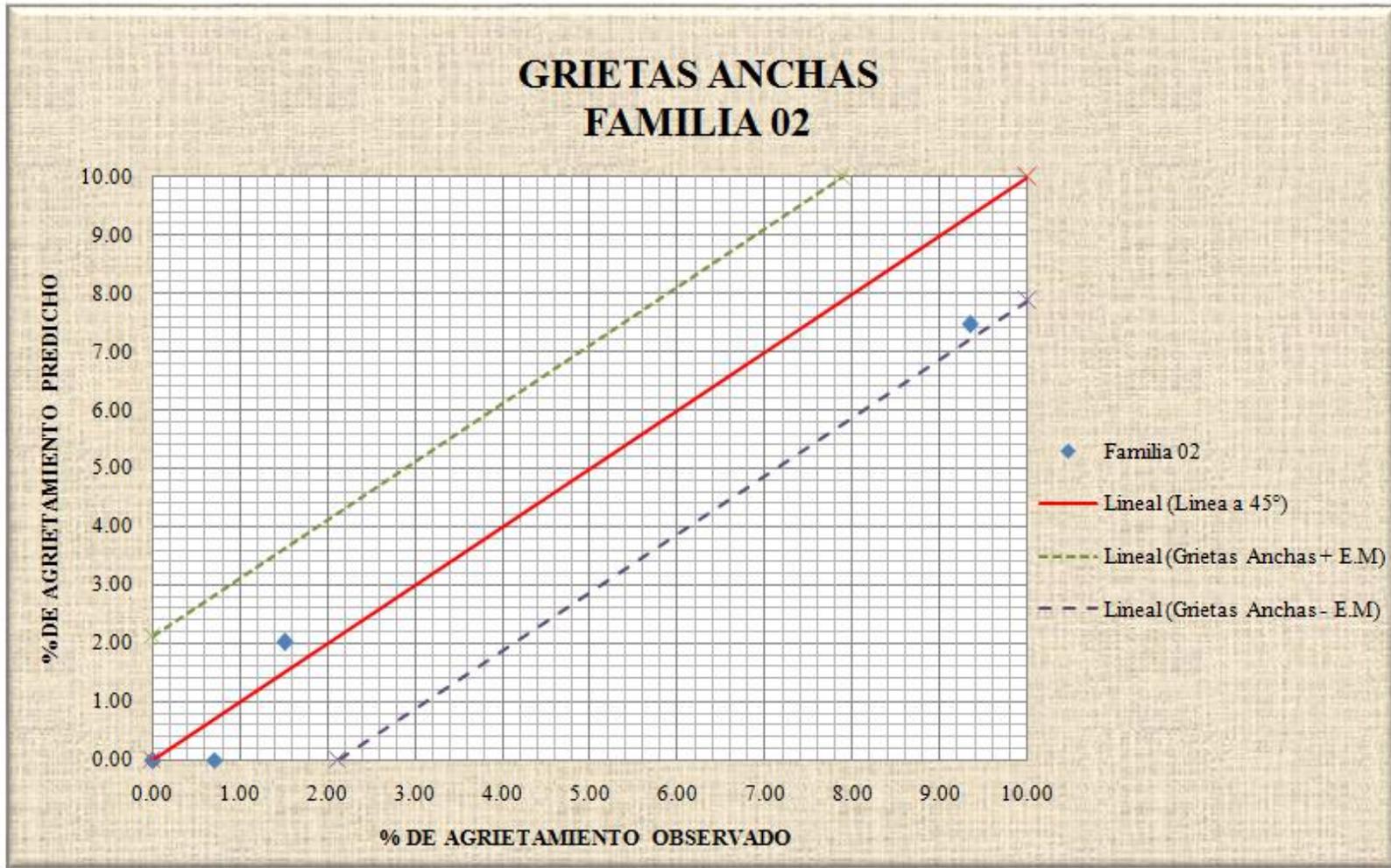


Tabla 4.14

Verificación de la calidad de la predicción del modelo de baches para la familia 01.

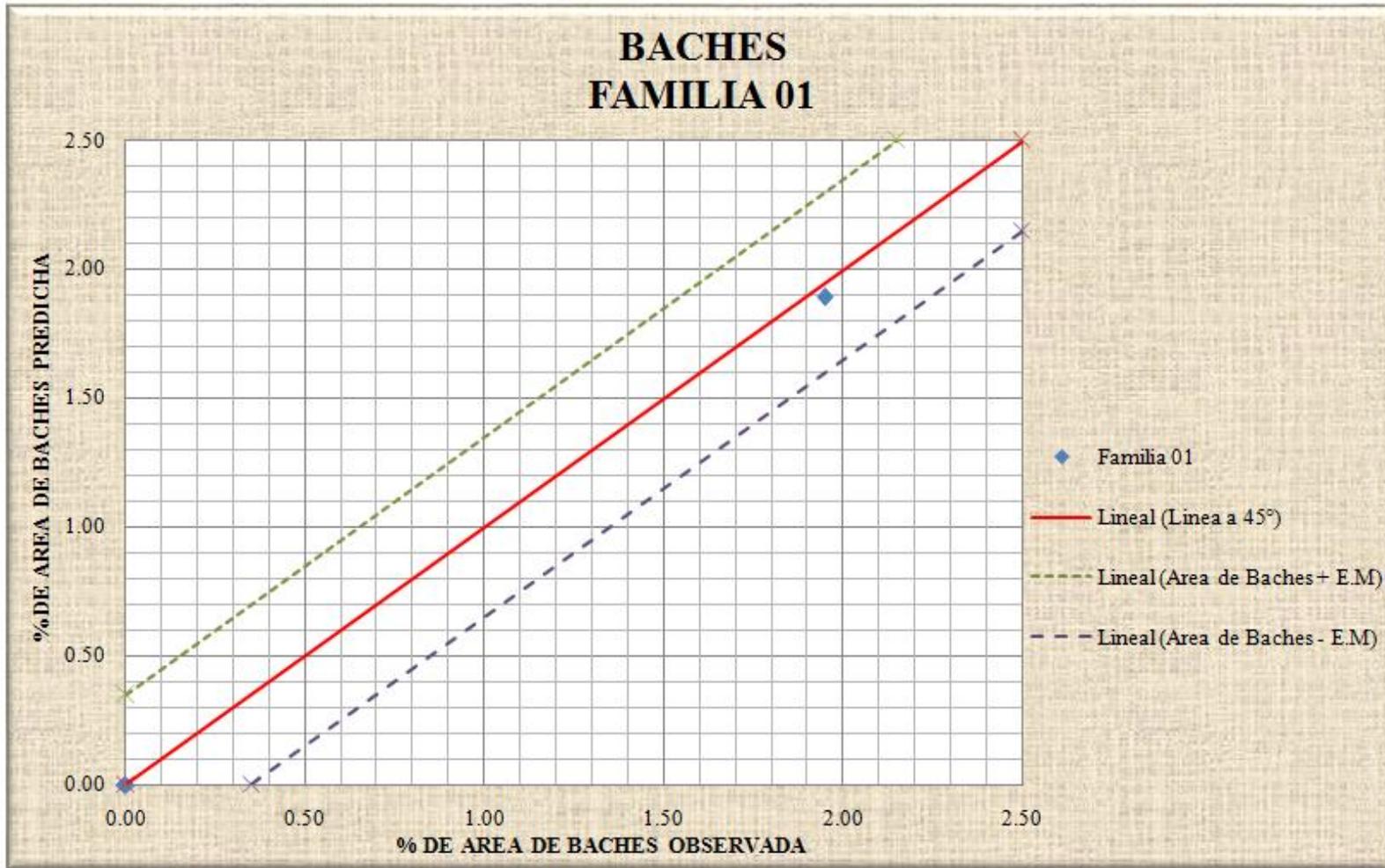
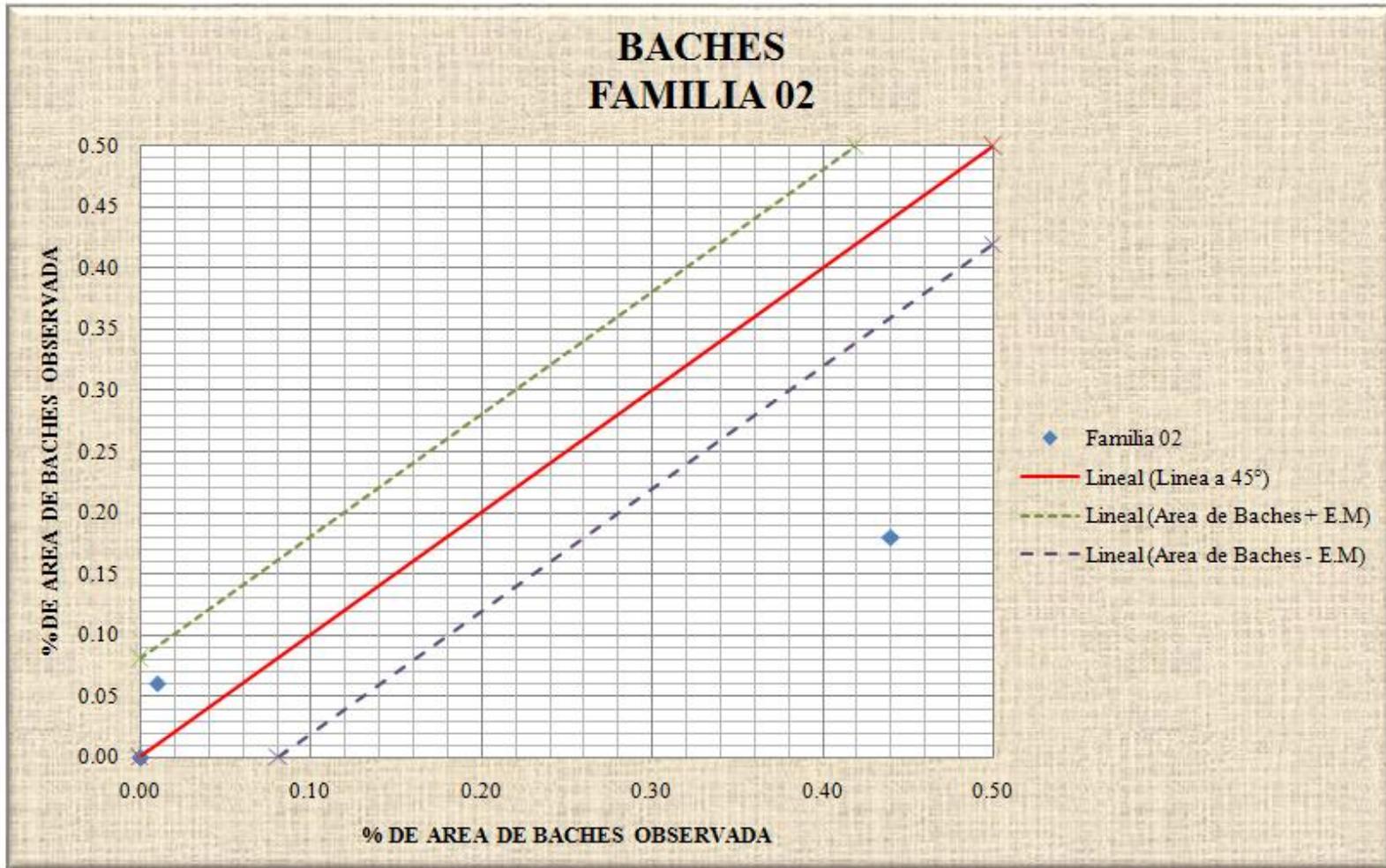


Tabla 4.15

Verificación de la calidad de la predicción del modelo de baches para la familia 02.



CAPITULO V

**“CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES”**

5.1. CONCLUSIONES

- Los factores de calibración obtenidos a partir de la investigación desarrollada pueden ser utilizados en todas aquellas vías con superficie de concreto asfáltico que tengan una estructura similar a la del pavimento analizado y que soporten altos volúmenes de tráfico.
- El factor de inicio de grietas totales K_{IG} , es el más importante ya que en la implementación de un Sistema de Gestión de Pavimentos interesa determinar en primera instancia el momento de aparición de las grietas para elaborar planes de mantenimiento que intervengan oportunamente la vía.
- los factores de calibración obtenidos, permiten desarrollar predicciones más realistas del comportamiento del pavimento, lo cual genera, a largo plazo un ahorro en las acciones de mantenimiento a ejecutarse.
- A partir del análisis de confiabilidad de la calibración, utilizando los factores propios para cada familia se obtuvieron valores significativos de correlación para los diferentes modelos, R^2 sobre 0.50, y el análisis del Error Medio de Estimación muestra que la predicción es satisfactoria para la mayoría de las observaciones.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para aplicar la metodología de calibración de “Tramos Testigo”, es recomendable contar con información de inventario del pavimento que abarque un periodo mínimo de 5 años, para obtener resultados confiables.
- A partir del análisis de sensibilidad se recomienda que aquellos parámetros que presenten sensibilidades altas reciban mayor importancia a la hora de obtenerlos en campo.
- Se recomienda continuar con el estudio de los modelos de grietas y baches de HDM-4 para validar los resultados obtenidos en la presente investigación y expandir el espacio de inferencia de los tramos considerados para el estudio, de modo que permitan adaptar los modelos a una cantidad mayor de familias o categorías de pavimentos.
- Se recomienda continuar con la calibración de los modelos de deterioro de pavimentos flexibles que no han sido considerados en este estudio; así como también realizar la calibración de los modelos de deterioro para pavimentos rígidos, utilizando como base esta investigación.
- Para futuras investigaciones se recomienda calibrar los modelos económicos y ambientales de HDM-4.

BIBLIOGRAFÍA

- **GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURA VIAL**

Hernán de Solminihaç T.

Ediciones Universidad Católica de Chile

Primera Edición

- **VISION GENERAL DE HDM-4**

Henry G. R: Keraly

Highway Development & Management

- **MARCO ANALITICO Y DESCRIPCION DE MODELOS.**

J.B. Odoki & Henry G. R: Keraly

Highway Development & Management

- **GUIA DE CALIBRACION Y ADAPTACION**

Christopher R. Bennett & William D. O. Paterson

Highway Development & Management

- **MANUAL CENTROAMERICANO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS**

Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA)

- **CATALOGO CENTROAMERICANO DE DAÑOS A PAVIMENTOS VIALES.**

Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA)

- **HIGHWAY DRAINAGE GUIDELINES**

AASTHO 1999, Metric edition.

- **METODOLOGIA DE DESARROLLO Y UTILIZACION DE MODELOS INCREMENTALES DE PREDICCIÓN DEL DETERIORO EN CAMINOS, Y SU APLICACION A PAVIMENTOS DE HORMIGÓN”.**

Dr. Marcelo G. Bustos, Pontificia Universidad Católica de Chile.

- **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS POR MEDIO DE LA VIGA BENKELMAN Y EL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO (FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER, FWD).**

Kerin A. Escobar A.; Alberto A. García G., Carlos R. Guzmán L.

Universidad de El Salvador, Diciembre 2007.

- **DESARROLLO DE UN SISTEMA DE GESTION DE PAVIMENTOS PARA EL MUNICIPIO DE SANTA TECLA.**

Ricardo Ernesto Flores Escoto, Universidad de El Salvador, Octubre 2008.

LIBROS ELECTRONICOS

- **THE HANDBOOK OF HIGHWAY ENGINEERING**

Ed. T.F. Fwa.

- **PAVEMENT MAINTENANCE MANAGEMENT**

Headquarters, Department of the Army of USA

- **ESTUDIOS DE EVALUACION ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS
BASADOS EN LA INTERPRETACION DE CURVAS DE
DEFLEXIONES.**

Publicado por Mario S. Hoffman, Ph.D. & Pablo m. del Águila, B.Sc.

- **CALIBRACIÓN DEL MODELO DE GRIETAS ESTRUCTURALES
PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EN HDM-4 A LAS CONDICIONES
DE CHILE.**

Volumen 17 N° 1, año 2002. Págs. 12 – 22. Revista Ingeniería de Construcción.

Hernán Solminihaç, Priscila Hidalgo, Mauricio Salgado, Miguel Valdés.

- **AJUSTE DE FACTORES DE CALIBRACIÓN PARA AMPLIAR MODELOS DE DETERIORO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.**

Ministerio de Obras Públicas y Pontificia Universidad Católica de Chile.

Videla, C.; De Solminihac, H.; Gaete, R.; Bustos, M. (1996).

- **CALIBRACIÓN DE MODELOS DE COMPORTAMIENTO DE HDM-III Y HDM-4 PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS A LAS CONDICIONES DE CHILE.**

Revista BIT, Marzo 2002

- **ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LOS MODELOS DE DETERIORO DEL HDM-4 PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.**

Publicación Técnica No 253. Sanfandila, Qro., México. Año 2004.

Ricardo Solorio Murillo; Roberto Israel Hernández D.; José A. Gómez López.

- **EL HDM-4 COMO HERRAMIENTA DE AYUDA PARA LA CONSERVACIÓN DE CARRETERAS.**

Comunicación Libre - VIII Jornadas Nacionales sobre Conservación de Carreteras.

Ramón Crespo del Río y Pedro Yarza Álvarez. Madrid.

- **MANUAL DE ELABORACIÓN DEL INVENTARIO DEL ESTADO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS.**

Subsecretaría de Desarrollo Urbano y Ordenación del Territorio (SEDESOL).

Tomo VI, México.

- **THE CALIBRATION AND USE OF HDM-IV PERFORMANCE MODELS IN A PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEM.**

Gustav T. Rohde, Fritz Jooste, Elzbieta Sadzik, Theunis Henning.

Conference in Durban, South Africa. 1998.

- **ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PARÁMETROS DEL MODELO HDM-4 Y ACTUALIZACIÓN DE METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESTADO DE CAMINOS PAVIMENTADOS.**

Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Obras Públicas. Dirección de Vialidad. Departamento de Gestión Vial.

Santiago de Chile, Enero de 2006.

ANEXOS

ANEXO A



Designation: D 6433 – 99

Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys¹

This standard is issued under the fixed designation D 6433; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This practice covers the determination of roads and parking lots pavement condition through visual surveys using the Pavement Condition Index (PCI) method of quantifying pavement condition.

1.2 The PCI for roads and parking lots was developed by the U.S. Army Corps of Engineers (1, 2).² It is further verified and adopted by DOD and APWA.

1.3 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard. The SI units given in parentheses are for information only.

1.4 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use. Specific precautionary statements are given in Section 6.*

2. Terminology

2.1 Definitions of Terms Specific to This Standard:

2.1.1 *additional sample*—a sample unit inspected in addition to the random sample units to include nonrepresentative sample units in the determination of the pavement condition. This includes very poor or excellent samples that are not typical of the section and sample units, which contain an unusual distress such as a utility cut. If a sample unit containing an unusual distress is chosen at random it should be counted as an additional sample unit and another random sample unit should be chosen. If every sample unit is surveyed, then there are no additional sample units.

2.1.2 *asphalt concrete (AC) surface*—aggregate mixture with an asphalt cement binder. This term also refers to surfaces constructed of coal tars and natural tars for purposes of this practice.

2.1.3 *pavement branch*—a branch is an identifiable part of the pavement network that is a single entity and has a distinct function. For example, each roadway or parking area is a separate branch.

2.1.4 *pavement condition index (PCI)*—a numerical rating of the pavement condition that ranges from 0 to 100 with 0 being the worst possible condition and 100 being the best possible condition.

2.1.5 *pavement condition rating*—a verbal description of pavement condition as a function of the PCI value that varies from “failed” to “excellent” as shown in Fig. 1.

2.1.6 *pavement distress*—external indicators of pavement deterioration caused by loading, environmental factors, construction deficiencies, or a combination thereof. Typical distresses are cracks, rutting, and weathering of the pavement surface. Distress types and severity levels detailed in Appendix X1 for AC, and Appendix X2 for PCC pavements must be used to obtain an accurate PCI value.

2.1.7 *pavement sample unit*—a subdivision of a pavement section that has a standard size range: 20 contiguous slabs (± 8 slabs if the total number of slabs in the section is not evenly divided by 20 or to accommodate specific field condition) for PCC pavement, and 2500 contiguous square feet, ± 1000 ft² (225 ± 90 m²), if the pavement is not evenly divided by 2500 or to accommodate specific field condition, for AC pavement.

2.1.8 *pavement section*—a contiguous pavement area having uniform construction, maintenance, usage history, and condition. A section should have the same traffic volume and load intensity.

2.1.9 *portland cement concrete (PCC) pavement*—aggregate mixture with portland cement binder including nonreinforced and reinforced jointed pavement.

2.1.10 *random sample*—a sample unit of the pavement section selected for inspection by random sampling techniques, such as a random number table or systematic random procedure.

3. Summary of Practice

3.1 The pavement is divided into branches that are divided into sections. Each section is divided into sample units. The type and severity of pavement distress is assessed by visual

¹ This practice is under the jurisdiction of ASTM Committee D-04 on Road and Paving Materials and is the direct responsibility of Subcommittee D04.39 on Nondestructive Testing of Pavement Structures.

Current edition approved June 10, 1999. Published September 1999.

² The boldface numbers in parentheses refer to the list of references at the end of this standard.

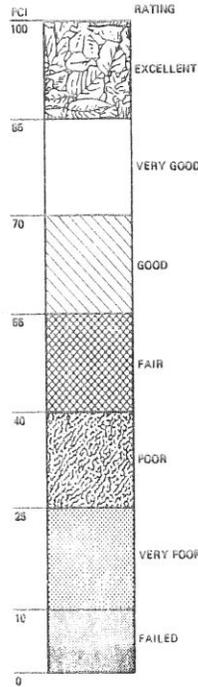


FIG. 1 Pavement Condition Index (PCI) and Rating Scale

inspection of the pavement sample units. The quantity of the distress is measured as described in Appendix X1 and Appendix X2. The distress data are used to calculate the PCI for each sample unit. The PCI of the pavement section is determined based on the PCI of the inspected sample units within the section.

4. Significance and Use

4.1 The PCI is a numerical indicator that rates the surface condition of the pavement. The PCI provides a measure of the present condition of the pavement based on the distress observed on the surface of the pavement, which also indicates the structural integrity and surface operational condition (localized roughness and safety). The PCI cannot measure structural capacity nor does it provide direct measurement of skid resistance or roughness. It provides an objective and rational basis for determining maintenance and repair needs and priorities. Continuous monitoring of the PCI is used to establish the rate of pavement deterioration, which permits early identification of major rehabilitation needs. The PCI provides feedback on pavement performance for validation or improvement of current pavement design and maintenance procedures.

5. Apparatus

5.1 *Data Sheets*, or other field recording instruments that record at a minimum the following information: date, location,

branch, section, sample unit size, slab number and size, distress types, severity levels, quantities, and names of surveyors. Example data sheets for AC and PCC pavements are shown in Figs. 2 and 3.

5.2 *Hand Odometer Wheel*, that reads to the nearest 0.1 ft (30 mm).

5.3 *Straightedge or String Line*, (AC only), 10 ft (3 m).

5.4 *Scale*, 12 in. (300 mm) that reads to 1/8 in. (3 mm) or better. Additional 12-in. (300 mm) ruler or straightedge is needed to measure faulting in PCC pavements.

5.5 *Layout Plan*, for network to be inspected.

6. Hazards

6.1 Traffic is a hazard as inspectors may walk on the pavement to perform the condition survey.

7. Sampling and Sample Units

7.1 Identify branches of the pavement with different uses such as roadways and parking on the network layout plan.

7.2 Divide each branch into sections based on the pavements design, construction history, traffic, and condition.

7.3 Divide the pavement sections into sample units. If the pavement slabs in PCC have joint spacing greater than 25 ft (8 m) subdivide each slab into imaginary slabs. The imaginary slabs all should be less than or equal to 25 ft (8 m) in length, and the imaginary joints dividing the slabs are assumed to be in perfect condition. This is needed because the deduct values developed for jointed concrete slabs are less than or equal to 25 ft (8 m).

7.4 Individual sample units to be inspected should be marked or identified in a manner to allow inspectors and quality control personnel to easily locate them on the pavement surface. Paint marks along the edge and sketches with locations connected to physical pavement features are acceptable. It is necessary to be able to accurately relocate the sample units to allow verification of current distress data, to examine changes in condition with time of a particular sample unit, and to enable future inspections of the same sample unit if desired.

7.5 Select the sample units to be inspected. The number of sample units to be inspected may vary from the following: all of the sample units in the section, a number of sample units that provides a 95 % confidence level, or a lesser number.

7.5.1 All sample units in the section may be inspected to determine the average PCI of the section. This is usually precluded for routine management purposes by available manpower, funds, and time. Total sampling, however, is desirable for project analysis to help estimate maintenance and repair quantities.

7.5.2 The minimum number of sample units (n) that must be surveyed within a given section to obtain a statistically adequate estimate (95 % confidence) of the PCI of the section is calculated using the following formula and rounding n to the next highest whole number (see Eq 1).

ANEXO B



Designation: D 4695 – 96

Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements¹

This standard is issued under the fixed designation D 4695; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ϵ) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This guide provides recommendations for measuring pavement deflections resulting from the application of a known transient load, a steady-state dynamic load, or an impulse load applied by a nondestructive deflection testing (NDT) device. Deflections are measured with sensors that monitor the vertical movement of the pavement surface. This guide describes the general information that should be obtained regardless of the type of testing device used.

1.2 This guide is applicable for deflection measurements made on flexible (asphalt concrete (AC)), rigid (Portland Cement Concrete (PCC) or continuously reinforced concrete (CRCP)), or composite (AC/PCC) pavements.

1.3 This guide provides general information that is required for three suggested levels of testing effort, as follows:

1.3.1 *Level I*—a general overview of pavement condition for network analysis.

1.3.2 *Level II*—a routine analysis of the pavement for purposes such as overlay or rehabilitation design projects.

1.3.3 *Level III*—a detailed or specific analysis of the pavement, such as the evaluation of joint efficiency or foundation support for PCC slabs.

1.4 The values stated in SI units are to be regarded as standard. Inch-pound units given in parentheses are for information purposes only.

1.5 *This standard may involve hazardous materials, operations, and equipment. This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 *AASHTO Standard*:²

T256—Standard Recommended Practice for Pavement Deflection Measurements

¹ This guide is under the jurisdiction of Committee D-4 on Road and Paving Materials and is the direct responsibility of Subcommittee D04.39 on Non-Destructive Testing of Pavement Structures.

Current edition approved Feb. 10, 1996. Published April 1996. Last previous edition D 4695 – 87. Originally published as D 4695 – 87.

² Available from the American Association of State Highway and Transportation Officials, 444 N. Capitol St., NW, Washington, DC 20001.

3. Summary of Guide

3.1 This guide consists of recommendations for measuring vertical or normal pavement surface deflections, directly under or at locations radially outward (offset), or both, from the load center. Several offset deflection measurements at a specific test location describe what is called a deflection “basin”. Each NDT device is operated according to the standard operating procedure applicable to the device.

3.2 Recommendations for collection of general information such as ambient temperature, pavement temperature, equipment calibration, number of tests, and test location pertain to all devices.

4. Significance and Use

4.1 The nondestructive measurement of pavement deflections provides information that can be used for the structural analysis of the pavement system. The series of measured deflections or deflection basins may serve as inputs for models that estimate the overall stiffness of the pavement system, the effective or apparent modulus of elasticity of individual pavement layers (also known as “backcalculation”), or an equivalent thickness of a reference material. Either the effective modulus of elasticity or equivalent thickness may be used for mechanistic pavement evaluation and overlay design.

5. Apparatus

5.1 The apparatus used in this guide shall be one of the deflection measuring devices given in 5.2 and shall consist of some type of probe or surface contact sensor to measure normal pavement movements when subjected to a given load type.

5.2 *Deflection Measuring Devices*:

5.2.1 *Noncontinuous Static Device*,³ that operates on a single lever-arm principle. This device should have a minimum 2.5 m (8 ft) long probe and the extension of the probe should depress a dial gage or electronic sensor that measures maximum pavement deflection with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better. The vehicle used with the static deflection device should be a truck carrying an 80 kN (18 000 lb) test load on a single rear axle. The rear axle should have dual 280 by 570

³ An example of this instrument is the Soiltest Benkelman Beam, manufactured by Soiltest Inc., Materials Testing Div., 2205 Lee St., Evanston, IL 60202.

mm (11.0 by 22.5 in.) 12-ply tires inflated to 480 kPa (70 psi). Other axle loads, tire sizes, and inflation pressures are permissible; however, the loading configuration must be indicated in the engineering report, for example as outlined in AASHTO Standard T256.

5.2.2 *Semicontinuous Static Device*,⁴ that operates on a double lever-arm principle. The vehicle operating this device should be a truck carrying a 130 kN (29 000 lb) single-axle test load. It should have dual 280 by 570 mm (11.0 by 22.5 in.) 12-ply tires inflated to 480 kPa (70 psi). Other axle loads, tire sizes and inflation pressures are permissible, however, the loading configuration should be indicated in the engineering report. The test vehicle should be equipped with a double lever arm with probes, the geometry and size of which makes it possible to measure the maximum pavement deflection in both wheel paths with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better. The extension of each lever arm holding the probe should depress an electronic sensor, which may be of any type provided it delivers an analog or digital signal correlated with the movement of this extension, and therefore with the deflection of the pavement surface under the effect of the moving test load. The truck should be able to lift and move the probes from one measurement point to the next, lower them onto the pavement surface, and make another set of measurements in a fully automated process, and at constant vehicle speed.

5.2.3 *Steady State Dynamic Device*,⁵ that uses a dynamic force generator to produce an oscillatory load. The force generator should either use counter-rotating masses or a servo-controlled hydraulic actuator to produce the peak-to-peak load. It should measure pavement deflections using four or more sensors with a resolution of 0.001 mm (0.00004 in.) or better, and should be capable of producing a 4.5 kN (1000 lb) peak-to-peak load or greater.

5.2.4 *Impulse Device*,⁶ that creates an impulse load on the pavement by dropping a mass from different heights onto a rubber or spring buffer system. It should measure pavement deflections using five or more sensors with a resolution of 0.001 mm (0.00004 in.) or better, and should be capable of producing a 40 kN (9000 lb) load or greater.

6. Calibration of Deflection Measuring Devices

6.1 *Load*—The procedure for calibrating the load cell (if a load cell is used by the device) is dependent upon the type of apparatus used. Regardless of the apparatus used, the load cell calibration should be checked at least once per month during continuous operation. Whenever the device is used on an intermittent basis, the load cell calibration should be checked before testing begins. For impulse devices, reference load cell calibration should be carried out at least once per year, for example as outlined in Appendix A of SHRP Report SHRP-P-

661.⁷ Steady state dynamic devices equipped with load cells may be calibrated by measuring the load cell output under known static loading conditions, such as the load of the device itself. Load cells should be calibrated at least once per year following the manufacturer's instructions. For noncontinuous and semicontinuous static deflection equipment, immediately prior to testing weigh the axle load of the truck if the ballast consists of a material that can absorb moisture (sand, etc). Trucks with steel or concrete block loads only need to be weighed if the loads are changed.

6.2 *Deflection*—The procedure for calibrating the deflection sensors is dependent upon the type of apparatus used. Regardless of the apparatus used, the calibration of the deflection sensors should be checked at least once per month of continuous daily operation. Reference deflection sensor calibration should be carried out in accordance with the manufacturer's recommendations or any other applicable procedures. Whenever the device is used on an intermittent basis, the deflection sensor calibration should be checked before testing begins. If the device has more than one sensor, a relative calibration check may be conducted by stacking the sensors in a column that measures the deflection at a single point, for example as outlined in Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661.⁷ Also, a standard test area may be used to check the calibration of the sensors. This consists of establishing a reference test point, such as at the interior of a known slab. Static devices should be calibrated daily with feeler gages. When performing deflection sensor calibration, induced deflections should be similar in magnitude to the deflections encountered during normal testing.

7. Testing Procedures

7.1 *General*—The procedure to be followed is dependent upon which type of apparatus is used. The following general information is suggested as the minimum data that needs to be collected, regardless of the type of device used:

7.1.1 *Load*—For impulse load devices, record the peak load applied to the pavement surface by the deflection device. For steady state devices, record the peak-to-peak load. For transient (static) devices, record the axle load of the test vehicle.

7.1.2 *Load Frequency*—If applicable, record the frequency of oscillatory loading for those devices such as a Road Rater. The Dynaflect frequency is set by the manufacturer, generally at 8 Hz.

7.1.3 *Geometry of Loaded Area and Deflection Sensor Locations*—For proper modeling of the pavement structure and backcalculation, etc, it is necessary that the locations of the load, deflection sensors, pavement surface cracks, and PCC joints are known and recorded. Record the location of the nearest joint or crack, in any direction from the center of the load. Record the location and orientation of all sensors as measured radially outward from the center of the load, for example "300 mm (12 in.) ahead of the applied load". In accordance with the selected method of evaluating joint efficiency (or load transfer), the load(s) and deflection sensor(s)

⁴ An example of this instrument is the Lacroix Declectograph.

⁵ Examples of this instrument are the Geolog Dynaflect and the Foundation Mechanics Road Rater, manufactured by Geolog Inc., 103 Industrial Blvd., Granbury, TX and Foundation Mechanics Inc., 421 E. El Segundo Blvd., El Segundo, CA 90245.

⁶ Examples of this instrument are the Dynatest Falling Weight Deflectometer (FWD), the KUAB 2m-FWD, The Phonix FWD, and the Jils FWD.

⁷ Report SHRP-P-661-Manual for FWD Testing in the Long-Term Pavement Performance Study.

should be properly positioned, for example with one or more sensors on each side of the joint and the load placed as close as possible to the “leave” (downstream) side of the joint in question. Failure to note the presence of joints and cracks within the zone of influence of the load could result in errors in estimating layer moduli through backcalculation, etc.

7.1.4 Time of Test—Record the date and time the measurements were obtained.

7.1.5 Air and Pavement Temperatures—At a minimum, record the pavement surface temperature at each test location to provide data for estimating the average temperature of the bound pavement layer(s). If needed for the analyses, the ambient air temperatures should also be recorded. In lieu of the ambient air temperature, some procedures use the five-day mean air temperature, that is, the sum of the high and low air temperatures for the five days immediately preceding testing, divided by ten to estimate the weighted average or mid-depth temperature of the bound layer(s). If feasible, pavement layer temperatures may be more accurately determined by drilling holes to various depths within the pavement layer(s), filling the bottom of these holes with glycerin or any other suitable liquid, and recording the temperature of the fluid at the desired depth. If testing is done for an extended period of time, take temperature measurements of the fluid every 1 to 2 h to establish a direct correlation between air, pavement surface, and depth temperature measurements. Often, temperature gradients may exist within PCC slabs that can cause curling or warping of the slabs, and thereby significantly affect the measured deflections. In these cases it may be necessary to monitor the temperatures within the slab (for example, with thermocouples), at the surface, mid-depth and bottom of a control slab.

7.2 Test Method—Depending on the type of apparatus, there are a number of test methods that can be applied. Steady state devices capable of variable loads and frequencies can be used to conduct “load sweeps” (multiple tests at various loads, at the same test location and frequency) or “frequency sweeps” (multiple tests at various frequencies, at the same test location and load). Impulse devices are typically capable of applying various loads, and some can control the shape and duration of the load pulse. Joint efficiency measurements on jointed PCC pavements can be made with devices equipped with multiple sensors by placing the load plate on one side of the joint and positioning sensors on both sides of the joint (see also 7.1.3).

7.3 Testing Locations—The test location and number of tests are dependent upon the testing level selected. Three suggested levels of testing are as follows:

7.3.1 Level 1—This test level provides for a general (for example, network) overview of pavement condition with limited testing. Testing should be performed at 200 to 500 m

(500 to 1500 ft) intervals, depending on specific pavement conditions, but a minimum of 5 to 10 tests per uniform pavement section are recommended to ensure a statistically significant sample. For AC and CRCP pavements, as a minimum, the load should be positioned along the outer wheel path, or alternatively along the centerline of CRCP slabs. For jointed PCC pavements, the load should first be positioned at or near the geometric center of the slab. For Level 1 testing, at least 5 % of the slabs covered should be tested at the joints as well, for deflection or load transfer efficiency.

7.3.2 Level 2—This test level provides for a more detailed analysis of the pavement, for example, for the purpose of overlay or rehabilitation design. Testing should be performed at 25 to 200 m (100 to 500 ft) intervals, depending on specific pavement conditions, with a minimum coverage of 10 to 20 tests recommended per uniform pavement section. For AC and CRCP pavements, as a minimum the load should be positioned along the outer wheel path, or alternatively along the centerline of CRCP slabs. For jointed PCC pavements, the load should first be positioned at or near the geometric center of the slab and then moved to the nearest joint and positioned along the same line, generally on the leave side of the joint. On roads, streets and highways, joint tests are often conducted along the outer wheel path. Generally, not every joint associated with each interior slab test is covered; however, a minimum joint coverage rate of 25 % is recommended. On airfield PCC pavements, joint efficiency measurements may be carried out on both transverse and longitudinal joints.

7.3.3 Level 3—This test level provides for a highly detailed or specific analysis of the pavement for purposes such as identifying localized areas of high deflection or detecting subsurface voids on PCC pavements. For AC or CRCP pavements, testing should be performed at 3 to 25 m (10 to 100 ft) intervals, along one or more test lines. On roads, streets and highways, testing is often carried out in both wheel paths. For jointed PCC pavements, the load should first be positioned at or near the geometric center of every slab along the length of the test section, and then moved to the nearest joint or crack on each slab, either along the outer wheel path or at the corner of the slab, or both. On airfield PCC pavements, joint efficiency measurements should be carried out on both transverse and longitudinal joints.

8. Keywords

8.1 Benkelman beam; deflection surveys; deflection testing; deflectograph; falling-weight deflectometer (FWD); heavy-weight deflectometer (HWD); impulse deflection testing device; load/deflection testing; nondestructive testing (NDT); pavement deflection; pavement testing; static deflection testing device; steady-state dynamic deflection testing device

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

ANEXO C

Standard Method of Test for

Pavement Deflection Measurements

AASHTO Designation: T 256-01



1. SCOPE

- 1.1. This test method provides standards for measuring pavement surface deflections, directly under, or at locations radially outward (offset) from a known static, steady-state, or impulse load. Deflections are measured with sensors that monitor the vertical movement of a pavement surface due to the load. This test method describes procedures for the deflection measurement using various deflection testing devices and provides the general information that should be obtained regardless of the type of testing device used.
- 1.2. This test method is applicable for deflection measurements performed on flexible asphalt concrete (AC), rigid Portland cement concrete (PCC), or composite (AC/PCC) pavements. Rigid pavements may be plain, jointed, jointed reinforced, or continuously reinforced or fractured concrete.
- 1.3. The values stated in SI units are to be regarded as standard. Imperial units given in parentheses are for information purposes only.
- 1.4. *This standard does not purport to address the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. REFERENCED DOCUMENTS

- 2.1. *ASTM Standards:*
- D 4602, Nondestructive Testing of Pavements Using Cyclic-Loading Dynamic Deflection Equipment
 - D 4694, Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device
 - D 4695, Guide for General Pavement Deflection Measurements
 - D 5858, Guide for Calculating In Situ Equivalent Elastic Moduli of Pavement Materials Using Layered Elastic Theory
- 2.2. *Other Document:*
- AASHTO *Pavement Deflection Data Exchange: Technical Data Guide*, Version 1.0, April 1998

3. TERMINOLOGY

- 3.1. *Definitions of terms specific to this standard:*
- 3.1.1. *deflection sensor*—electronic device(s) capable of measuring the relative vertical movements of a pavement surface and mounted in such a manner as to minimize angular rotation with respect to its

measuring plane at the expected movement. Such devices may include seismometers, velocity transducers, or accelerometers.

- 3.1.2. *load cell*—capable of accurately measuring the load that is applied perpendicular to the loading plate and is placed in a position to minimize the mass between the load cell and the pavement. The load cell shall be positioned in such a way that it does not restrict the ability to obtain deflection measurements under the center of the load plate. The load cell shall be water resistant, and shall be resistant to mechanical shocks from road impacts during testing or traveling.
- 3.1.3. *loading plate*—capable of an even distribution of the load over the pavement surface. Loading plates may be circular in shape (or rectangular in some cases), one piece or segmented, for measurements on conventional roads and airfields or similar stiff pavements. The plate shall be suitably constructed to allow pavement surface deflection measurements at the center of the plate.
- 3.1.4. *deflection basin*—the idealized bowl shape of the deformed pavement surface due to a specified load as depicted from the peak measurements of a series of deflection sensors placed at radial offsets from the center of the loading plate.
- 3.1.5. *deflection basin test*—a test with deflection sensors placed at various radial offsets from the center of the loading plate. The test is used to record the shape of the deflection basin resulting from an applied load. Information from this test can be used to estimate material properties for a given pavement structure.
- 3.1.6. *load transfer test*—a test, usually on PCC pavement, with deflection sensors on both sides of a transverse break in the pavement. The test is used to determine the ability of the pavement to transfer load from one side of the break to the other. Also, the load-deflection data can be used to predict the existence of voids under the pavement.
- 3.1.7. *test location*—the point at which the center of the applied load or loads are located.

4. SUMMARY OF TEST METHOD AND LIMITATIONS

- 4.1. This test method consists of standards for measuring pavement surface deflections directly under and/or at appropriate offset locations from the load center. Each nondestructive testing (NDT) device is operated according to the standard operating procedure applicable to the device.
- 4.2. This test method includes general descriptions of the various types of static and semi-continuous deflection testing devices, and procedures for deflection measurement corresponding to each testing device.
- 4.3. Standards for collection of general information, such as test setup, ambient temperature, pavement temperature, equipment calibration, number of tests, and test locations, pertain to all devices.

5. SIGNIFICANCE AND USE

- 5.1. NDT measurement of pavement surface deflections provides information that can be used for the structural evaluation of new or in-service pavements. These deflection measurements may be used to determine the following pavement characteristics:
 - 5.1.1. Modulus of each layer.

- 5.1.2. Overall stiffness of the pavement system.
- 5.1.3. Load transfer efficiency of PCC pavement joints.
- 5.1.4. Modulus of subgrade reaction.
- 5.1.5. Effective thickness, structural number, or soil support value.
- 5.2. These parameters may be used for the analysis and design of reconstructed and rehabilitated flexible and rigid pavements, pavement structural adequacy assessment including joint efficiency of PCC pavement, void detection in PCC pavements, research and/or network structural inventory purposes.

6. APPARATUS

- 6.1. The apparatus used in this test method shall be one of the deflection measuring devices described in Section 6.2 and shall consist of some type of probe or surface contact sensor(s) to measure vertical pavement movements or deformations when subjected to a given load.
- 6.2. *Deflection Measuring Devices:*
 - 6.2.1. *Noncontinuous Static Loading Device*,¹ that operates on a single lever-arm principle. This device should have a minimum 2.5 m (8.2 ft) long probe, and the extension of the probe shall depress a dial gage or electronic sensor that measures maximum pavement surface deflection with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better. The vehicle used to carry the static deflection device shall be a truck carrying an 80 kN (18,000 lbf) test load on a single rear axle. The loading configuration including axle loads, tire sizes, and inflation pressures can be obtained using the manufacturer's specification; however, this information must be clearly indicated in the engineering report.
 - 6.2.2. *Semicontinuous Static Loading Device*,² that operates on a double lever-arm principle. The vehicle used to carry this device shall be a truck carrying a 130 kN (29,000 lbf) single axle test load. The loading configuration including axle loads, tire sizes, and inflation pressures can be obtained using the manufacturer's specification; however, this information must be clearly indicated in the engineering report. The test vehicle should be equipped with a double lever arm with probes, the geometry and size of which makes it possible to measure the maximum pavement surface deflection in both wheel paths with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better. The extension of each lever arm holding the probe should depress an electronic sensor, which may be of any type provided the sensor delivers an analog or digital signal. The digital signal shall be correlated with the movement of this extension and, therefore, with the deflection of the pavement surface under the effect of the moving test load. The truck should be able to lift and move the probes from one measurement point to the next, lower them onto the pavement surface, and make another set of measurements in a fully automated process at a constant vehicle speed.
 - 6.2.3. *Steady-State Loading Device*,³ that uses a dynamic force generator to produce a dynamic load. The force generator may use, for example, a counter rotating mass or a servo-controlled hydraulic actuator to produce the dynamic load. The device that uses a counter rotating mass operates at a fixed frequency to produce a dynamic load under a static weight applied through a pair of rigid steel wheels. Both loading frequency and the magnitude of the dynamic loads may be varied by the operator of the devices that use a servo-controlled hydraulic actuator. Depending on the model, normal operating frequencies range from 8 to 60 Hz and maximum dynamic forces range from 2.2 to 35.5 kN (500 to 8000 lbf) applied through a single circular or dual rectangular plate. These

loading devices may be mounted in a van, on the front of a vehicle, or on a trailer. Deflection measurement devices should have five or more sensors to satisfactorily measure the deflection basin with a resolution of 0.001 mm (0.00004 in.) or better.

- 6.2.4. *Impulse Loading Device*,⁴ that creates an impulse load on the pavement by dropping a mass from different heights onto a rubber or spring buffer system. Generally known as a Falling Weight Deflectometer (FWD), the force generating device shall be capable of being raised to one or more predetermined heights and dropped. The resulting force pulse, transmitted to the pavement through a 300 mm (11.8 in.) diameter loading plate, shall not vary from each other by more than three percent. The force pulse shall approximate the shape of a haversine or half-sine wave and a peak force that can be varied within the range of 7 to 105 kN (1500 to 24000 lbf) shall be achievable. The impulse loading device shall measure pavement surface deflections using six or more sensors with a resolution of 0.001 mm (0.00004 in.) or better.

7. CALIBRATION

- 7.1. The deflection sensor(s) and load cell (if applicable) of the deflection device should be calibrated to ensure that all readings are accurate within specified limits. For devices where the load is assumed to be constant and is not measured, the accuracy of the magnitude of load imparted should be checked periodically.
- 7.2. *Load Cell:*
- 7.2.1. *General*—The procedure for calibrating the load cell (if the device uses a load cell) is dependent upon the type of device used. The calibration of the load cell may be checked informally by observing the load cell readings and comparing them against expected readings based on experience or shunt calibration values in the case of Falling Weight Deflectometer. Load cell reference (or absolute) calibration shall be performed at least once a year except for the noncontinuous and semi-continuous loading devices. (See Table 1.)

Table 1—Load Cell Frequency of Calibration

Device Type	Frequency of Calibration
Noncontinuous and Semicontinuous Static Loading Types	Prior to testing
Steady-State Loading Types (see Section 7.2.3 for devices that do not have a load cell)	At least once a year using manufacturer's instructions or using the procedure in Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661
Impulse Loading Types (Falling Weight Deflectometer)	At least once a year using the procedure in Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661

- 7.2.2. *Noncontinuous and Semicontinuous Static Loading Devices*—Immediately prior to testing, weigh the axle load of the truck if the ballast consists of a material that can absorb moisture (sand or gravel, etc.) or could have changed for any reason. Trucks with steel or concrete block loads only need to be weighed if the loads are changed or could have shifted.
- 7.2.3. *Steady-State Loading Devices*—Devices that are equipped with load cells may be calibrated by measuring the load cell output under known static loading conditions, such as the load of the device itself. Load cells should be calibrated at least once a year following the manufacturer's instructions or using the SHRP procedure in Appendix A of SHRP Report P-661. Calibration of a dynamic load application device that does not have a load cell requires specialized equipment generally not available except at the manufacturer's location. Potential error from variations in applied loads for this device is nominal; retesting after leaving the factory may not be considered a requirement. Calibration for applied load should be conducted indirectly once a month by checking the frequency of the counter-rotating fly wheels with a strobe light.

- 7.2.4. *Impulse Loading Devices*—Reference load cell calibration should be carried out at least once per year. *Appendix A* of SHRP Report SHRP-P-661⁵ contains an example outline for such a task.
- 7.3. *Deflection Sensors:*
- 7.3.1. *General*—The procedure for calibrating the deflection sensors is dependent upon the type of apparatus used. Calibration of the deflection sensors should be checked at least once a month during production testing except noncontinuous and semi-continuous loading devices. (See Table 2.)
- 7.3.2. *Noncontinuous and Semicontinuous Static Loading Devices*—Static loading devices should be calibrated daily with feeler gages. When performing deflection sensor calibration, induced deflections should be similar in magnitude to the deflections encountered during normal testing.
- 7.3.3. *Steady-State Loading Devices*—A routine calibration check of the deflection sensors shall be conducted once a month. If significant differences are noted for a sensor, it shall be returned to the manufacturer for check or calibration under standard calibration oscillatory vibrations. Deflection sensors shall be calibrated annually.

Table 2—Deflection Sensor Frequency of Calibration

Device Type	Frequency of Calibration	Min Frequency of Calibration Check
Noncontinuous and Semicontinuous Static Loading Types	Daily during operation	Daily during operation
Steady-State Loading Types	At least once a year	Once a month during operation
Impulse Loading Types (Falling Weight Deflectometer)	Reference calibration at least once a year using the procedure in Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661	Relative calibration once a month during operation using the procedure in Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661

- 7.3.4. *Impulse Loading Devices*—Reference deflection sensor calibration should be carried out in accordance with the SHRP Protocol (see Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661 for impulse loading devices). A relative calibration check should be conducted once every four months using the SHRP Protocol (see Appendix A of SHRP Report SHRP-P-661).
- 7.4. *Temperature Sensors:*
- Pavement temperature sensor calibration should be carried out using a calibrated reference thermometer and two reference surfaces such as a “cool” and “hot” surface. Air temperature sensor (if equipped) calibration should be carried out using two reference temperatures, e.g., stirred ice-water (0°C) and boiling water (100°C). Calibration of the temperature sensors should be carried out at least once a year.

8. FIELD DATA COLLECTION AND TESTING PROCEDURE

- 8.1. *General*—The procedure to be followed is, to some extent, dependent upon which type of device is used. The following general information is suggested as the minimum data that needs to be collected, regardless of the type of device used.
- 8.1.1. *Load*—For impulse loading devices, record the peak load applied to the pavement surface by the deflection device. For steady-state loading devices, record the calculated peak-to-peak load. For static loading devices, record the axle load of the test vehicle.

- 8.1.2. *Load Frequency*—If applicable, record the frequency of calculated oscillatory load for vibratory loading devices.⁶
- 8.1.3. *Geometry of the Loaded Area and Deflection Sensor Locations*—For proper modeling of the pavement structure and/or backcalculation of layer parameters, etc., it is necessary that the locations of the load, deflection sensors, pavement surface cracks, and PCC joints are known and recorded. Record the location of cracks and joints between the load and each sensor within 2 m (6.5 ft) from the center of the load toward the sensors. Record the location, and orientation of all sensors as measured radially outward from the center of the load, for example, “300 mm (11.8 in.) ahead of the applied load.” In accordance with the selected method of evaluating joint efficiency or load transfer, the load(s) and deflection sensor(s) should be properly positioned, for example, with one or more sensors on each side of the joint and the load placed as close as possible to the leave (downstream) side of the joint in question. Failure to note the presence of joints and cracks within the zone of influence of the load could result in errors in the subsequent analysis of the recorded deflections. Similarly, failure to properly note the actual position of the deflection sensors could result in major analysis errors.
- 8.1.4. *Time of Test*—Record the date and time the deflection measurements are obtained.
- 8.1.5. *Stationing or Chainage*—Record the station number or location of the test point for each deflection test conducted.
- 8.1.6. *Air and Pavement Temperatures*—At a minimum, record the ambient air temperature and pavement surface temperature at specified intervals as recommended by the engineer. Additional temperatures may be required for specific postprocessing methods. For example, pavement layer temperatures may be determined by drilling holes to one or more depths within the pavement layer and filling the bottom of these holes with water, glycerin, or an oil-based product and recording the temperature of the fluid at the bottom of each hole. If testing is conducted over an extended period of time, take temperature measurements of the fluid every hour to establish a direct correlation between the air, pavement surface, and/or at-depth temperature measurements. If this is not possible, some procedures⁷ also exist for estimating the pavement temperature as a function of depth using the high and low air temperatures for the previous 24-hour day and the current pavement surface temperature.
- 8.2. *Testing Locations*—Record the test location at the beginning of the testing sequence. The frequency of field testing is dependent upon the testing level selected, as discussed in Section 9 of this standard.
- 8.3. *Test Method*—Depending on the type of apparatus used, different test methods can be used. Steady-state loading devices capable of variable loads and frequencies can be used to conduct “frequency sweeps” (multiple tests at various frequencies, at the same test location and load). Impulse loading devices are typically capable of applying various loads; some devices can control the shape and duration of the load pulse. Joint efficiency measurements on jointed PCC pavements can be carried out with devices equipped with multiple deflection sensors by placing the load on one side of the joint and positioning one or more sensors on each side of the joint.
- 8.4. *Procedure for Deflection Measurements:*
- 8.4.1. *General*—Procedures for conducting the specific deflection testing should be those furnished by the manufacturer of the device, as supplemented to reflect the general guidelines provided in this standard. The following steps shall be performed irrespective of the device used.

- 8.4.1.1. Calibrate the deflection sensor and load cell (if applicable) of the device, following the procedure discussed in Section 7.
- 8.4.1.2. Transport the device to the test location over the desired test point.
- 8.4.1.3. Measure the ambient air temperature and pavement temperatures in accordance with the guidelines in Section 8.1.6.
- 8.4.1.4. Record the following information for each pavement tested: project location, operator name, date and time, calibration factors, the beginning and ending station or physical location such as the "Jct. IH 635 and Beltline road," location of cut and fill, culvert locations, bridges, and other vertical control features, and the limits and extent of surface distress, weather condition, and a description of the pavement type.
- 8.4.1.5. The test location shall be free from all rocks and debris to ensure that the loading plate (if applicable) will be properly seated. Gravel or soil surfaces shall be as smooth as possible and all loose material shall be avoided or removed.
- 8.4.2. *Noncontinuous Static Loading Device (e.g., Benkelman Beam):*
 - 8.4.2.1. Position the beam between the tires so that the probe is 1.37 m (4.5 ft) forward of and perpendicular to the rear axle.
 - 8.4.2.2. Adjust the dial gage to read 0.000 mm (0.000 in.).
 - 8.4.2.3. Drive the test vehicle approximately 8 m (26.3 ft) forward at creep speed and record the maximum dial reading (D_m) with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better.
 - 8.4.2.4. After the dial needle has stabilized, record the final dial reading (D_f) with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better.
 - 8.4.2.5. Pavement surface deflection = $2 (D_m - D_f)$.
 - 8.4.2.6. Repeat this process at the measurement intervals specified in Section 10. Normally, both wheel tracks are measured using two instruments. However, when testing with only one instrument, the testing can be alternated between wheel tracks, obtaining two measurements in the outer wheel track for every one measurement in the inner wheel track throughout the test section.
 - 8.4.2.7. Report the average (mean) deflection for each wheel track.
- 8.4.3. *Semi-Continuous Static Loading Device:*
 - 8.4.3.1. Obtain pavement surface deflection measurements for both wheel tracks as specified in Section 9 on a continuous chart.
 - 8.4.3.2. Read the deflection measurements from the deflection traces with a resolution of 0.025 mm (0.001 in.) or better, and tabulate using deflection data sheets along with any accompanying notes.
 - 8.4.3.3. Calculate and report the average (mean) deflections for both wheel tracks.

- 8.4.4. *Steady-State Loading Device:*
- 8.4.4.1. Record the information that identifies the exact configuration of the deflection device at the time of testing. The device configuration data usually includes number and spacing of deflection sensors and orientation of the deflection sensors.
 - 8.4.4.2. Locate the device such that the center of load is at the selected test location and the sensor bar is parallel to the direction of travel (or across the joint for longitudinal or skewed joints).⁸
 - 8.4.4.3. Lower the sensor bar to position the sensors and the loading plate (or plates) or loading wheels. Initiate force generation until stability⁹ is reached at the selected loading frequency and load magnitude.
 - 8.4.4.4. Read and record the measured deflections for each of the sensors, either manually on data sheets or directly if data recording is automated.
- 8.4.5. *Impulse Loading Device:*
- 8.4.5.1. Set up the software for data collection.
 - 8.4.5.2. Input the information that identifies the exact configuration of the deflection device at the time of testing. The device configuration data are stored in the data output file and are a direct input to data analysis. This information usually includes the size of load plate, number and spacing of deflection sensors, and the orientation of deflection sensors with respect to the load plate.
 - 8.4.5.3. Select the appropriate data file format. Several file formats are available, e.g., U.S. Customary units, SI units, and other options.
 - 8.4.5.4. Lower the loading plate and sensors to ensure that they are resting on a firm and stable surface.
 - 8.4.5.5. Raise the force generator to the desired height and drop the “weight”. Perform at least one seating drop and one or more test drop(s) at any load level. Record the peak surface deflections and peak load (excluding seating drops) or record the full load response and deflection-time history as recommended by the engineer.
 - 8.4.5.6. When the engineer desires to determine the nonlinearity of the pavement materials, perform testing at multiple-load levels. The analyst may use basin averaging if random error is of sufficient concern.

9. LOCATION AND SAMPLING FREQUENCY

- 9.1. The test location will vary with the intended application of the data. For the most part, the common approach is to test primarily in wheel paths, since the pavement response at these locations reflects the effect of damage that has been accumulated. Deflection testing between wheel paths on AC pavement may be performed to compare testing in the wheel paths to indicate relative damage.
- 9.2. *Network Level Testing*—This testing level provides for a general overview of a pavement’s bearing capacity with limited testing. Deflection testing is typically performed at 200 m to 500 m (656 ft to 1,640 ft) intervals, depending on the specific pavement conditions. A minimum of seven tests per uniform pavement section is recommended to ensure a statistically significant sample. At

a minimum, the load for asphalt concrete (AC) and continuously reinforced concrete pavements (CRCP) should be positioned along the outer wheel path, or alternatively along the centerline of CRCP slabs. For jointed concrete pavements (JCP), the load should first be positioned at the geometric center of the slab. For network level testing, at least 10 percent of the slabs covered should be tested at the joints as well, for deflection or load transfer efficiency.

- 9.3. *General Project Level Testing*—This testing level provides for a more detailed analysis of the pavement, for example for the purpose of overlay or rehabilitation design. Testing should be performed at 50 m to 200 m (164 ft to 656 ft) intervals, depending on the specific pavement conditions, with a minimum of 15 tests recommended per uniform pavement section. At a minimum, the load for AC or CRCP pavements is generally positioned along the outer wheel path, or alternatively along the centerline of CRCP slabs. For JCP pavements, the load should first be positioned at or near the geometric center of the slab, and then moved to the nearest joint and positioned along the same line, generally on the leave side of the joint. On roads, streets and highways, joint tests are often conducted along the outer wheel path. For general project level testing, generally not every joint associated with each interior slab test is covered; however, a minimum joint coverage rate of 25 percent is recommended. On airfield JCP pavements, joint efficiency measurements should be carried out on both transverse and longitudinal joints.
- 9.4. *Detailed Project Level Testing*—This test level provides for a highly detailed and specific analysis of the pavement, for purposes such as identifying localized areas of high deflection or detecting subsurface voids on PCC pavements, etc. For AC or CRCP pavements, testing is typically performed at 10 m to 50 m (32.8 ft to 164 ft) intervals as recommended by the engineer. On roads, streets and highways, testing is often carried out in both wheel paths. For JCP pavements, the load should first be positioned at or near the geometric center of every slab along the length of the test section, and then moved to the nearest joint or crack on each slab, either along the outer wheel path or at the corner of the slab, or both. On airfield JCP pavements, joint efficiency measurements should be carried out on both transverse and longitudinal joints.

10. OTHER DATA NEEDED PRIOR TO DEFLECTION ANALYSIS

- 10.1. The following pavement system data may be needed to facilitate the load-deflection analysis:
- 10.1.1. Pavement layer material types and thicknesses.
- 10.1.2. Depth to bedrock or stiff layer.
- 10.1.3. Project ID or roadway name and subsection.

11. DEFLECTION TESTING REPORT

- 11.1. Field reports (both electronic and hard copy) for each deflection test that was performed should contain information on the following items as a minimum.
- 11.2. Purpose of deflection testing.
- 11.3. Date and time of testing.
- 11.4. Operator identification.
- 11.5. Vehicle information.

- 11.6. Weather conditions.
- 11.7. Air and pavement temperatures.
- 11.8. Section Information—These are usually agency-specified, but the section information generally includes the following:
 - 11.8.1. Roadway and county or district in which it is located.
 - 11.8.2. Type of pavement being tested.
 - 11.8.3. Direction of travel.
 - 11.8.4. Lane being tested (e.g., driving or passing lane).
- 11.9. Load and Deflection Data.
 - 11.9.1. Type of deflection device.
 - 11.9.2. Type of deflection test, such as deflection basin or load transfer.
 - 11.9.3. Location of sensors.
 - 11.9.4. Applied load and load frequency.
 - 11.9.5. Measured deflections under load.

12. DATA ACQUISITION SOFTWARE

- 12.1. Some deflection testing devices use their own field program to acquire load and deflection data. Traditionally, pavement surface deflection data files have been structured using ASCII formats that are very device dependent. Although ASCII format allows users and agencies to easily access the data output files, a separate program is needed to access the output file for each type of testing device. To mitigate this problem, AASHTO has developed a universal pavement surface deflection data exchange (PDDX) format specification. A description of this specification can be found in the last reference in Section 2 of this standard (may now be wrong reference, Section 2 reorganized by editors).

13. DATA PROCESSING SOFTWARE (FOR REFERENCE)

- 13.1. Several backcalculation software programs have been developed for deflection data processing and analysis. An ASTM Standard (see Section 2 for reference) provides a discussion on some of the major differences between the most commonly used backcalculation programs. If back-calculation techniques are employed, use the latest program version for back-calculation of pavement layer moduli.

14. PRECISION AND BIAS

- 14.1. Since this test method covers the use of various NDT devices used on any type of bound pavement surface, the precision and bias of this test method will be a function of both the characteristics of the pavement tested and the device used. Information on reliability, accuracy, and repeatability of various vibratory and impulse loading devices can be found in the experiment performed at the Waterways Experiment Station (WES)¹⁰ in Vicksburg, Mississippi.

15. KEYWORDS

- 15.1. Benkelman beam; deflection surveys; load cell; deflection sensor; falling-weight deflectometer (FWD); impulse deflection testing device; load/deflection testing; nondestructive testing (NDT); pavement surface deflection; pavement testing; static deflection testing device; steady-state dynamic deflection testing device; and sampling frequency.

¹ An example of this instrument is the Soiltest Benkelman Beam.

² An example of this instrument is the Lacroix Deflectograph.

³ Examples of this instrument are the Geolog Dynaflect and the Foundation Mechanics Road Rater.

⁴ Examples of this instrument are the Dynatest FWD, the KUAB FWD, the Phoenix FWD, and the Jils FWD.

⁵ Report SHRP-P-661—*Manual for FWD Testing in the Long-Term Pavement Performance (LTPP) Study*.

⁶ For devices such as the Dynaflect, the manufacturer generally presets the cyclic loading frequency at typical default value of 8 Hz.

⁷ Federal Highway Administration: "Temperature Predictions and Adjustment Factors for Asphalt Pavements," Report No. FHWA-RD-98-085.

⁸ When testing longitudinal joints, a "star bar" is used to measure joint efficiency at right angle.

⁹ When using steady-state devices, the first few vibrations are unstable in terms of output because the sensors have not responded to the output frequency yet.

¹⁰ Bentsen, Nazarian, and Harrison, "Reliability Testing of Seven Nondestructive Pavement Testing Devices." *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli*, ASTM STP 1026, A. J. Bush, III and G. Y. Baladi, Eds, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, 1989, pp. 41–58.

ANEXO D

Factores Equivalentes de Carga para Pavimentos Flexibles, Ejes Simples, $P_t = 2,5$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0004	0.0004	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.004	0.004	0.003	0.002	0.002
6	0.011	0.017	0.017	0.013	0.010	0.009
8	0.032	0.047	0.051	0.041	0.034	0.031
10	0.078	0.102	0.118	0.102	0.088	0.080
12	0.168	0.198	0.229	0.213	0.189	0.176
14	0.328	0.358	0.399	0.388	0.360	0.342
16	0.591	0.613	0.646	0.645	0.623	0.606
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	10.3	9.5	7.9	6.8	7.0	7.8
32	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19.0
40	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	112.	102	79.	60.	53.	55.

Factores Equivalentes de Carga para Pavimentos Flexibles, Ejes Tándem, $P_t = 2,5$

Carga p/eje (kips)	Espesor de losa D (en pulgadas)								
	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
6	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
8	0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
10	0.015	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
12	0.031	0.028	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
14	0.057	0.052	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
16	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080
18	0.155	0.143	0.136	0.133	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131
20	0.234	0.220	0.211	0.206	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203
22	0.340	0.325	0.313	0.308	0.305	0.304	0.303	0.303	0.303
24	0.475	0.462	0.450	0.444	0.441	0.440	0.439	0.439	0.439
26	0.644	0.637	0.627	0.622	0.620	0.619	0.618	0.618	0.618
28	0.855	0.854	0.852	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849	0.849
30	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53
38	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
40	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
42	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
44	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
46	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
48	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
50	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
52	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7
54	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9
56	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5
58	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4
60	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6
62	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3
64	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3
66	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7
68	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5
70	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9
72	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7
74	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0
76	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8
78	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3
80	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2
82	82.0	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8
84	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1
86	102.	92.	87.	86.	87.	91.	96.	102.	108.
88	113.	102.	96.	95.	96.	100.	105.	112.	119.
90	125.	112.	106.	105.	106.	110.	115.	123.	130.

Factores Equivalentes de Carga para Pavimentos Flexibles, Ejes Tridem, $P_t = 2,5$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0006	0.0007	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003
8	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
10	0.003	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
12	0.005	0.007	0.006	0.004	0.003	0.003
14	0.008	0.012	0.010	0.008	0.006	0.006
16	0.012	0.019	0.018	0.013	0.011	0.010
18	0.018	0.029	0.028	0.021	0.017	0.016
20	0.027	0.042	0.042	0.032	0.027	0.024
22	0.038	0.058	0.060	0.048	0.040	0.036
24	0.053	0.078	0.084	0.068	0.057	0.051
26	0.072	0.103	0.114	0.095	0.080	0.072
28	0.098	0.133	0.151	0.128	0.109	0.099
30	0.129	0.169	0.195	0.170	0.145	0.133
32	0.169	0.213	0.247	0.220	0.191	0.175
34	0.219	0.266	0.308	0.281	0.246	0.228
36	0.279	0.329	0.379	0.352	0.313	0.292
38	0.352	0.403	0.461	0.436	0.393	0.368
40	0.439	0.491	0.554	0.533	0.487	0.459
42	0.543	0.594	0.661	0.644	0.597	0.567
44	0.666	0.714	0.781	0.769	0.723	0.692
46	0.811	0.854	0.918	0.911	0.868	0.838
48	0.979	1.015	1.072	1.069	1.033	1.005
50	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	1.40	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.93	1.90	1.90	1.91	1.93
58	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	3.09	3.00	2.82	2.76	2.85	2.95
64	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.84
72	6.12	5.79	5.13	4.80	5.03	5.41
74	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	7.84	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9

ANEXO E

**CÁLCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL
A PARTIR DE DEFLEXIONES**

TRAMO: 6+000 a 6+250

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.32</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	6.51

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>0.86</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.13</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.92

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.96</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	6.22

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>0.86</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>0.00</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antiquo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.01

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	6.21
-------------------------	-------------

TRAMO: 6+250 a 6+500

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.13</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	11.42

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>48.20</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.13</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.90</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	10.33

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>48.20</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>9.75</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.70

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN) **9.62**

TRAMO: 6+500 a 6+750

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.15</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	10.60

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>48.20</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.13</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.91</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	9.61

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>48.20</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>9.75</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.70

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	8.91
-------------------------	-------------

TRAMO: 6+750 a 7+000

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.15</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	10.60

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>48.20</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.13</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>5.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.84

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.90</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	9.50

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>48.20</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>9.75</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.70

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN) **8.80**

TRAMO: 7+000 a 7+250

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.40</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	5.72

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>84.72</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.25</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.79

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.86</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	4.92

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>84.72</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>3.65</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antiguo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	1.05

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	3.87
-------------------------	-------------

TRAMO: 7+250 a 7+500

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.50</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	4.97

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>78.71</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>2.50</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.79

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.86</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	4.28

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>78.71</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>33.65</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	1.17

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	3.11
-------------------------	-------------

TRAMO: 7+500 a 7+750

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.38</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	5.87

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>38.08</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.50</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.86

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.92</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	5.38

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>38.08</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>11.91</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.59

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	4.79
-------------------------	-------------

TRAMO: 7+750 a 8+000

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.38</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	5.87

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>60.96</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.38</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.83

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.89</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	5.22

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>60.96</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>18.17</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.91

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN) **4.32**

TRAMO: 8+000 a 8+250

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.41</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	5.57

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>62.39</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.50</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.82

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.89</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	4.94

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>62.39</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>5.55</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.85

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	4.09
-------------------------	-------------

TRAMO: 8+250 a 8+500

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.27</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	7.38

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>46.29</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.25</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.80</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.91</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	6.70

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>46.29</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>20.34</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.76

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	5.93
-------------------------	-------------

TRAMO: 8+500 a 8+750

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.32</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	6.62

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>34.68</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.25</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.80</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.87

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.92</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	6.10

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>34.68</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>3.72</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.48

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	5.62
-------------------------	-------------

TRAMO: 8+750 a 9+000

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.20</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	8.84

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>19.70</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.00</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.80</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.89

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.94</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	8.29

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>19.70</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>3.94</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.29

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	8.00
-------------------------	-------------

TRAMO: 9+000 a 9+250

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.27</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	7.38

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>19.79</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.00</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.80</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.89

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.94</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	6.92

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>19.79</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>1.65</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.27

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	6.65
-------------------------	-------------

TRAMO: 9+250 a 9+500

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.20</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	8.84

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>46.12</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.00</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.91</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	8.03

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>46.12</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>1.23</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.61

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN) **7.43**

TRAMO: 9+500 a 9+750

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.17</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	9.92

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>14.81</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>0.25</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.90

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.94</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	9.34

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>14.81</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>1.54</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.20

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	9.14
-------------------------	-------------

TRAMO: 9+750 a 10+000

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.55</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	4.68

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>44.88</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>1.38</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.10</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.91</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	4.23

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>44.88</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>15.31</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antiquo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiquas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiquas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.70

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	3.53
-------------------------	-------------

TRAMO: 10+000 a 10+250

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.32</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	6.62

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>43.59</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>1.38</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.10</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.91</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	6.01

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>43.59</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>3.47</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.59

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	5.41
-------------------------	-------------

TRAMO: 10+250 a 10+500

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.33</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	6.41

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>86.61</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>4.76</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>0.50</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.77

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.85</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	5.42

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>86.61</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>17.08</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	1.14

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	4.28
-------------------------	-------------

TRAMO: 10+500 a 10+750

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.50</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	4.97

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>64.59</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>1.88</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>5.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.80

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.87</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	4.32

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>64.59</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>20.80</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antiguo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.96

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	3.36
-------------------------	-------------

TRAMO: 10+750 a 11+000

CALCULO DEL NUMERO ESTRUCTURAL A PARTIR DE DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN

1. DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN

* Deflexion de Viga Benkelman	<u>0.68</u>		
* Tipo de Base (G-Gran./C-Estab.)	<u>G</u>	Numero Estructural (SN')	4.08

2. CORRECCIONES POR CLIMA

* Area Total de Grietas (%)	<u>46.08</u>		
* Area Total de Baches (%)	<u>1.48</u>		
* Precipitacion Mensual (mm/mes)	<u>142.00</u>		
* Factor de Drenaje (Cd)	<u>1.00</u>	Factor de Temp. (Seca/Lluviosa) (SNP)	0.85

3. NUMERO ESTRUCTURAL (AJUSTE POR CLIMA)

* Duracion de la Temp. Seca (%)	<u>0.50</u>		
* Coeficiente de Temporada Seca	<u>0.90</u>	Numero Estructural Ajustado (SN')	3.69

4. CORRECCION POR DETERIORO SUPERFICIAL

* Grietas Totales (%)	<u>46.08</u>		
* Grietas Anchas (%)	<u>12.81</u>		
* Espesor de Carpeta Reciente (mm.)	<u>200.00</u>		
* Espesor de Carpeta Antigo (mm.)	<u>75.00</u>		
* Grietas Totales Antiguas (%)	<u>0.00</u>		
* Grietas Anchas Antiguas (%)	<u>0.00</u>	Contribucion por Deterioro (dSNPK)	0.70

5. NUMERO ESTRUCTURAL FINAL

Numero Estructural (SN)	2.99
-------------------------	-------------