

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**“MODELOS DE PREDICCIÓN DEL
DETERIORO DE PAVIMENTOS”**

TESIS

**Para optar el título profesional de:
Ingeniero Civil**

ARMANDO TENORIO MANAYAY

**Lima – Perú
Marzo 2005**



INDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos y alcance de la investigación	2
1.2 Antecedentes	2
1.3 Estructura de tesis	5
CAPITULO 2: GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURA VIAL	7
2.1 Introducción	7
2.2 Pavimento elemento básico de la infraestructura vial	8
2.3 Los sistemas de gestión como herramienta	8
2.4 Niveles de análisis	10
2.4.1 Nivel de Red	11
2.4.2 Nivel de Proyecto	11
2.5 El HDM-4 como una herramienta de ayuda para la conservación de pavimentos	13
CAPITULO 3: MODELAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS	16
3.1 Introducción	16
3.2 Fases en el proceso de deterioro de un pavimento	17
3.3 La forma funcional del modelo	18
3.4 Clasificación de los modelos de predicción	20
3.4.1 Por la técnica utilizada	20
3.4.1.1 Modelos Empíricos	20
3.4.1.2 Modelos Mecanicistas	21
3.4.1.3 Modelos Empíricos – Mecanicistas	22
3.4.2 Por los valores de predicción	23
3.4.2.1 Modelos Determinísticos	23
3.4.2.1 Modelos Probabilísticos	23



3.4.3	Por la forma de predicción	30
3.4.3.1	Modelos de deterioro agregados	30
3.4.3.2	Modelos de deterioro incrementales	30
CAPITULO 4: LA FUENTE DE DATOS Y LOS DATOS NECESARIOS PARA EL MODELAMIENTO		32
4.1	Introducción	32
4.2	Fuente de datos de los sistemas de gestión de pavimentos	33
4.3	Datos requeridos por los modelos de deterioro disponibles	36
CAPITULO 5: VALIDACIÓN DE LOS MODELOS DE DETERIORO		38
5.1	Introducción	38
5.2	Requerimientos de un confiable modelo de predicción	38
5.3	Técnicas de validación y/o mejoramiento de los modelos	40
5.3.1	Evaluación del diseño del modelo	40
5.3.2	Análisis Estadístico	41
5.3.2.1	Ploteo de datos reales vs. los valores proyectados	41
5.3.2.2	Ploteo de los valores residuales vs. los valores proyectados	41
5.3.2.3	La prueba t	42
5.3.2.4	Investigación de los componentes de la variabilidad	43
5.4	Aceptabilidad de los modelos	46
CAPITULO 6: MODELOS DE DETERIORO DE PAVIMENTOS ASFALTICOS		48
6.1	Introducción	48
6.2	Indicadores de performance de pavimentos asfálticos	49
6.2.1	El agrietamiento	49
6.2.2	El desgaste superficial	51
6.2.3	El ahuellamiento	52
6.2.4	El ahuecamiento	53
6.2.5	La falla de borde	54
6.2.6	La textura superficial	54
6.2.7	La resistencia al deslizamiento	55
6.2.8	La rugosidad	56



6.3	Modelos existentes de pavimentos asfálticos	56
6.3.1	Modelos de agrietamiento	57
6.3.2	Modelos de ahuellamiento	60
6.3.3	Modelos de rugosidad	61
6.3.4	Modelo del Riding Comfort Index	63
6.3.5	Modelo del Pavement Condition Rating	63
6.4	Modelos incluidos en el HDM-4	64
6.4.1	Aspectos generales	64
6.4.2	Principales parámetros para el modelamiento	67
6.4.3	Indicadores del deterioro modelados en el HDM-4	75
6.4.3.1	Modelos de agrietamiento	76
6.4.3.2	Modelos del desgaste superficial	87
6.4.3.3	Modelos de ahuecamiento	91
6.4.3.4	Modelo de falla de borde	93
6.4.3.5	Cálculo del área dañada y no dañada	94
6.4.3.6	Modelo de la profundidad de rodada	102
6.4.3.7	Modelo de rugosidad	106
6.4.4	Factores de calibración	110
6.4.5	Opciones de entrada de datos	110
6.4.6	El procedimiento de cálculo	111
CAPITULO 7: MODELOS DE DETERIORO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO		113
7.1	Introducción	113
7.2	Tipos de pavimentos de concreto	113
7.2.1	Pavimentos de concreto simple con juntas, sin dowels de transferencia de cargas	113
7.2.2	Pavimentos de concreto simple con juntas, con dowels de transferencia de cargas	114
7.2.3	Pavimentos de concreto reforzados, con dowels de transferencia de cargas	114
7.2.4	Pavimentos de concreto continuamente reforzados	115



7.3	Efectos del medioambiente en el comportamiento de los pavimentos de concreto	115
7.3.1	Efectos de la temperatura	116
7.3.2	Efectos de la humedad	118
7.4	Características estructurales de los pavimentos de concreto	121
7.4.1	Propiedades de los materiales	121
7.4.2	Condiciones de drenaje	125
7.4.3	El porcentaje de acero de refuerzo	126
7.4.4	Eficiencia de la transferencia de cargas	127
7.4.5	Ensanche exterior de los carriles	128
7.5	Indicadores de performance de pavimentos de concreto	128
7.5.1	Agrietamiento	128
7.5.2	Escalonamiento de juntas y grietas transversales	130
7.5.3	Deterioro de las juntas transversales	131
7.5.4	Pérdida de la serviciabilidad	132
7.5.5	Failures	133
7.5.6	otros defectos	133
7.6	Modelos existentes de pavimentos de concreto	134
7.6.1	Modelos de escalonamiento de juntas transversales	134
7.6.2	Modelos de agrietamiento transversal	140
7.6.3	Modelos de deterioro de juntas transversales	146
7.6.4	Modelos del Índice de Rugosidad Internacional	152
7.7	Modelos incluidos en el HDM-4	155
7.7.1	Modelos de agrietamiento transversal	157
7.7.2	Modelos de escalonamiento de juntas	167
7.7.3	Modelos de deterioro de juntas transversales	172
7.7.4	Modelos de Failures	174
7.7.5	Modelos de la Pérdida de la serviciabilidad	175
7.7.6	Modelos de rugosidad	176
7.7.7	Factores de calibración	177



CAPITULO 8: APLICACIÓN DEL MODELO DE AGRIETAMIENTO DEL HDM-4 PARA PAVIMENTOS ASFALTICOS	178
8.1 Grietas estructurales	178
8.1.1 Todas las grietas estructurales	178
8.1.1.1 Modelo del inicio de todas las grietas estructurales	178
8.1.1.2 Modelo de progresión de todas las grietas estructurales	183
8.1.2 Grietas anchas	189
8.1.2.1 Modelo del inicio de las grietas anchas	189
8.1.2.2 Modelo de progresión de las grietas anchas	193
8.2 Grietas Térmicas	198
8.2.1 Modelo de inicio de las grietas térmicas	198
CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	201
BIBLIOGRAFIA	



LISTADO DE ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACPA	American Concrete Pavement Association
APT	Accelerated Pavement Testing
ASTM	American Society for Testing Materials
AQC	Acceptance Quality Characteristic
COPEs	Concrete Pavement Evaluation System (NCHRP Project 1-19)
CESAL	ESAL acumulado
ESAL	Carga equivalente de un eje simple o estándar
FHWA	Federal Highway Administration
GEIPOT	Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
HDM	Highway Development and Management
HRB	Highway Road Board
HVS	Heavy Vehicle Simulator
IRI	Indice de Rugosidad Internacional
JPCP	Pavimentos de concreto simple con juntas
JRCP	Pavimentos de concreto reforzados
LLC	Life – Cycle Cost
LTPP	Long Term Pavement Performance
MDOT	Mississippi Department of Transportation
Mn/Road	Minnesota Test Road
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NAPCOM	Nationwide Pavement Cost Model (FHWA project)
PCC	Portland Cement Concrete
PCI	Indice de Condición del Pavimento
PRS	Performance – related specifications
PSI	Indice de Serviciabilidad Presente
RPPR	FHWA Rigid Pavement Performance and Rehabilitation study
SHRP	Strategic Highway Research Program
SGP	Sistema de Gestión de Pavimentos
TPM	Matriz de transición de Probabilidad
TRRL	Transportation and Road Research Laboratory, Inglaterra



CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

A medida que la red de carreteras se va extendiendo en todos los países, la necesidad de su conservación y de un eficiente mantenimiento, esta creciendo. Aún más, si los fondos disponibles para estos trabajos son limitados.

El patrimonio vial de un país, ocupa generalmente el primer o segundo lugar de las inversiones públicas, las que ascienden a varios miles de millones de dólares por año.

Para encontrar las estrategias rentables, evaluar y mantener los pavimentos en un buen estado, de modo que presten el servicio para el cual fueron concebidos, las Agencias de Caminos están recurriendo a los Sistemas de Gestión de Pavimentos (SGP). Aún así, con el continuo deterioro del pavimento, su preservación y mantenimiento se ha vuelto una tarea compleja.

Si bien es cierto, para el mantenimiento o rehabilitación de un pavimento en un momento dado es necesario la evaluación de su condición presente, el mantenimiento eficaz y económico de estos, depende también de la condición futura del pavimento.

Por consiguiente, la predicción del deterioro de los pavimentos es un componente importante en un Sistema de Gestión de Pavimentos. De esta manera a fin de predecir el deterioro que pueden sufrir los pavimentos a lo largo de su vida útil, se utilizan distintos tipos de modelos de comportamiento (o modelos de deterioro). Estos modelos por lo general corresponden a expresiones matemáticas que permiten predecir la posible evolución del estado del pavimento en el tiempo, basándose en las condiciones del mismo al momento de su puesta en servicio y al momento de la realización del análisis. Además permiten pronosticar los efectos, a corto y a largo plazo, del mantenimiento efectuado sobre ellos, con el objetivo de realizar estimaciones razonables tanto de las oportunidades en que sea necesario llevar a



cabo alguna conservación, como del nivel de deterioro resultante luego de la misma y su progresión en el tiempo.¹

Por lo anterior, es necesario el conocimiento claro de los modelos de deterioro de pavimentos, de tal manera que su aplicación sea la correcta, tomando en cuenta, no sólo las características propias del lugar en las que se pretende utilizar, sino también, los recursos disponibles de las Agencias de Caminos que planeen emplearlas.

1.1 OBJETIVOS Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

El objetivo general de la presente investigación es elaborar una guía o texto básico de los Modelos de Predicción del Deterioro de Pavimentos. Así mismo la presente investigación pretende motivar el desarrollo de futuras investigaciones orientadas a “calibrar” o adaptar estos modelos a nuestra realidad.

Los objetivos específicos, son los siguientes:

- Presentar los diferentes modelos de predicción del deterioro de pavimentos existentes.
- Mostrar las técnicas desarrolladas para el modelamiento.
- Analizar y proponer el modelo o modelos que podrían emplear las agencias de gestión de pavimentos en nuestro país.
- Aplicar estos modelos a carreteras de nuestro país.

El presente estudio describe los diferentes aspectos que involucran el modelamiento del deterioro de pavimentos. Así mismo presenta una revisión de los modelos desarrollados para pavimentos asfálticos y de concreto. Además, a manera de ejemplo se ilustra en el capítulo 8 el procedimiento para predecir el agrietamiento de pavimentos asfálticos empleando el modelo desarrollado en el Highway Development and Management HDM-4.

1.2 ANTECEDENTES

El primer modelo del deterioro del pavimento fue desarrollado basado en los datos obtenidos por la *AASHO Road Test*, que tuvo lugar en Illinois (*HRB, 1962*). La ecuación de la AASHO estima el deterioro del pavimento basado en un parámetro denominado *damage*. El parámetro *damage* fue definido como la pérdida del valor del Índice de Serviciabilidad del Pavimento (PSI) en algún tiempo dado.

¹ De Solminihac, Hernán; Gestión de Infraestructura Vial, Pág. 223.



$$g_t = \frac{p_0 - p_t}{p_0 - p_f} = \left(\frac{N_t}{\rho} \right)^\omega \quad (1.1)$$

Donde:

- g_t : Parámetro *damage*
 p_t : Serviciabilidad en el tiempo t
 p_0 : Serviciabilidad inicial en el tiempo t = 0
 p_f : Serviciabilidad terminal
 N_t : Número de ejes equivalentes acumulado de un eje simple de 80 kN, aplicada hasta el tiempo t.
 ρ, ω : Parámetros de regresión

La ecuación 1.1 es un modelo de regresión lineal desarrollado siguiendo un método empírico. Sin embargo los datos de la *AASHO Road Test* proveen poca información de los efectos del medioambiente a largo plazo y ninguna información directa sobre la respuesta del pavimento y su desempeño bajo las cargas del tráfico real.

Los parámetros ρ y ω fueron obtenidos para cada “sección prueba” aplicando la ecuación 1.1 empleando una regresión lineal. Algunos detalles de la estimación anterior no están muy claros en la literatura existente. Una vez estimados los valores de ρ y ω , estos fueron expresados en función de variables de diseño y de carga, realizándose dos nuevas regresiones. La relación asumida entre ω y estas variables, fueron:

$$\omega = \omega_0 + \frac{\beta_0 + (L_1 + L_2)^{\beta_2}}{(a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3 + a_4)^{\beta_1} L_2^{\beta_3}} \quad (1.2)$$

Donde:

- L_1 : La carga del eje
 L_2 : 1 para vehículos de eje simple, 2 para vehículos de eje doble o tándem
 ω_0 : Un valor mínimo asignado para ω
 $\beta_1 - \beta_3$: Parámetros de regresión
 $a_1 - a_4$: Parámetros de regresión que fueron obtenidos realizando análisis de variación
 $D_1 - D_3$: Espesor de la superficie, capa de base y sub base, respectivamente



mundo. Estos modelos concuerdan con la tendencia actual en el diseño de pavimentos que es la de abandonar los modelos puramente empíricos y las decisiones basadas puramente en la experiencia, para empezar a usar modelos empíricos-mecanicistas que usan las propiedades fundamentales y los principios de la mecánica de los materiales, y una gran cantidad de datos obtenidos históricamente en el campo.

1.3 ESTRUCTURA DE LA TESIS

En el presente capítulo se ha presentado una breve introducción al modelamiento del deterioro de los pavimentos, así como sus antecedentes.

En el capítulo 2, “*Gestión de Infraestructura vial*” se presentan algunos conceptos básicos y se describe el ámbito en el que se desarrollan y emplean los modelos de predicción del deterioro de pavimentos. Además se describe brevemente las características de una de las herramientas más utilizadas en la gestión de pavimentos, el Highway Development and Management (HDM-4).

El capítulo 3, “*Modelamiento del Comportamiento de Pavimentos*” presenta las características de la forma de los modelos; definidos a partir de las observaciones de campo del proceso de evolución de los diferentes indicadores de performance de un pavimento (agrietamiento, ahuellamiento, rugosidad, etc). Además, se presenta una clasificación de los modelos de predicción.

El capítulo 4, “*La fuente de datos y los datos necesarios para el modelamiento*” describe las diferentes fuentes de datos a partir de los cuales se desarrollan los modelos de predicción. También muestra la clase de datos necesarios para el modelamiento.

El capítulo 5, “*Validación de los modelos de deterioro*” describe las diferentes técnicas empleadas para el proceso de validación y/o mejoramiento de los modelos. Además describe las características finales que deben presentar los modelos para su aceptación e incorporación a un sistema de gestión de pavimentos.

El capítulo 6, “*Modelos de deterioro de pavimentos asfálticos*” describe brevemente algunos de los más importantes indicadores de la performance de un pavimento asfáltico. También se



presenta una revisión de los modelos desarrollados para pavimentos asfálticos. Finalmente se describe algunos de los modelos incluidos en el HDM-4.

El capítulo 7, “*Modelos de deterioro de pavimentos de concreto*”, aborda inicialmente las diferentes estructuras que han sido consideradas para el modelamiento de pavimentos de concreto. Seguidamente describe los principales deterioros que se observan en este tipo de pavimentos. Se presenta una revisión de los modelos desarrollados para pavimentos de concreto y finalmente se describen algunos los modelos incluidos en el HDM-4.

El capítulo 8, “*Aplicación del modelo de agrietamiento del HDM-4 para pavimentos asfálticos*”, presenta un ejemplo de la aplicación del modelo de agrietamiento para un pavimento de superficie asfáltica sobre una base no estabilizada. Modelo incluido dentro del programa HDM-4.

Finalmente el capítulo 9, presenta las “*Conclusiones y Recomendaciones*”, del presente estudio.



CAPITULO 2: GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURA VIAL

2.1 INTRODUCCIÓN

Los modelos de predicción de deterioro se han desarrollado a partir de la necesidad de encontrar herramientas que permitan programar actividades de mantenimiento y/o reconstrucción de pavimentos y en consecuencia asignar recursos de la manera más precisa y rentable. Los modelos de predicción forman parte del sistema desarrollado para cumplir con estos objetivos. En este contexto, para el mejor entendimiento de los modelos de predicción, resulta necesario revisar algunos conceptos relacionados a la Gestión de Infraestructura Vial.

Durante muchos años se tuvo un concepto equivocado de infraestructura vial, ya que sólo se tomaban en cuenta aquellos elementos que incidían directamente sobre la operación de la vía; sin embargo, con el correr del tiempo se han agregado otros aspectos que si bien no afectan la operación directa de los usuarios, sí lo hacen sobre el entorno.

Se denomina infraestructura vial al conjunto de elementos que permite el desplazamiento de vehículos en forma confortable y segura desde un punto a otro, minimizando los efectos sobre su entorno. Esto incluye los pavimentos, puentes, túneles, dispositivos de seguridad, señalización, etc. La figura 2.1 muestra esquemáticamente algunos de estos elementos. Cada uno de los elementos mencionados anteriormente cumple una función específica y única que lo hace indispensable dentro del buen funcionamiento de la infraestructura vial.⁴

En consecuencia se entiende que una adecuada gestión de infraestructura vial debe tomar en cuenta todos los componentes, ya sean los directamente relacionados con la operación de la infraestructura, así como aquellos que se ven afectados por ella (sistemas de luz, agua, teléfono, etc.). En resumen una buena gestión tiene como base la operación armónica de todos los elementos que influyen sobre la infraestructura vial.

⁴ De Solminihac, Hernán; Gestión de Infraestructura vial; Pág. 5-6.

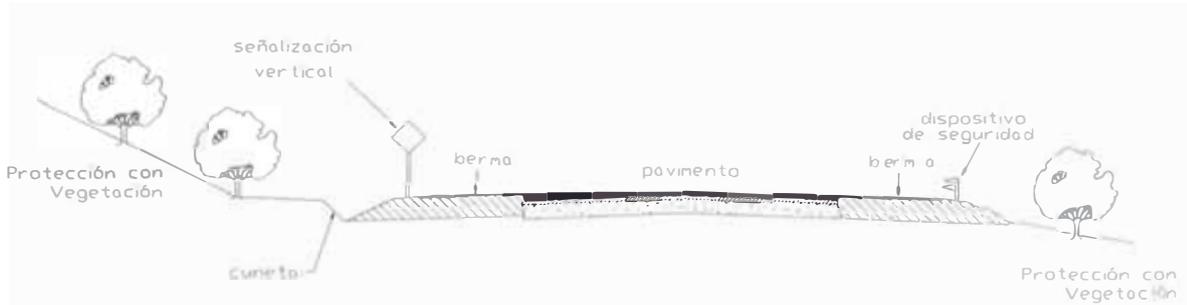


Figura 2.1.- Elementos de la Infraestructura vial.

2.2 PAVIMENTO ELEMENTO BÁSICO DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL

Una buena gestión de infraestructura es indispensable para el desarrollo económico y social de las naciones, por ello dicha operación ha tomado gran importancia. Se han desarrollado numerosos sistemas que tienen como objetivo optimizar los recursos para lograr que los caminos cumplan su función al 100%. Los sistemas mencionados anteriormente requieren el desarrollo continuo de tecnologías para estudiar, analizar, y comprender el comportamiento de todos los elementos de la infraestructura vial.

Sin duda el elemento básico de la infraestructura vial es el pavimento, en torno a él se generan todos los elementos complementarios. Esta importancia se debe a la funcionalidad que cumple el pavimento dentro de la operación del camino, es éste el que entrega la superficie requerida para el desplazamiento de los diferentes medios de transporte; del pavimento dependen la mayoría de los costos de usuario, así mismo es el pavimento el que requiere la mayor cantidad de recursos económicos y financieros tanto para su construcción como para su mantenimiento, en consecuencia el desarrollo de tecnologías en la infraestructura vial está orientado a mejorar el comportamiento de los pavimentos.⁵

2.3 LOS SISTEMAS DE GESTIÓN COMO HERRAMIENTA

Siendo el pavimento el elemento básico de la infraestructura vial, la gestión de pavimentos es en consecuencia la parte más importante dentro de la gestión de infraestructura vial. La gestión y los sistemas de gestión de pavimentos (SGP) han sido definidos de varias maneras, pero la *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* ha publicado la definición siguiente:

⁵ De Solminihaç, Hernán; Gestión de Infraestructura vial; Pág. 7.



“Un sistema de gestión de pavimentos (SGP) es un conjunto de herramientas o métodos que asisten a quienes toman decisiones a encontrar la estrategia óptima para proveer, evaluar y mantener pavimentos en buenas condiciones de serviciabilidad en un periodo determinado de tiempo”.

El uso del término “conjunto de herramientas” para describir un SGP es importante para entender el rol de los SGP y la diferencia entre el proceso de gestión y un sistema de gestión de pavimentos. La gestión de pavimentos es un proceso seguido para tomar decisiones sobre que actividades de mantenimiento y rehabilitación deben ejecutarse, mientras que un sistema de gestión de pavimentos (SGP) es un conjunto de herramientas que asisten durante el proceso de toma de decisiones.

Los sistemas de gestión comprenden todas las fases de investigación, planeamiento, programación, análisis, diseño y construcción. En las agencias de administración de caminos, los sistemas de gestión han sido orientados básicamente al mantenimiento, rehabilitación, reconstrucción y, en ocasiones a la construcción de nuevas carreteras. Los SGP son usualmente utilizados para identificar las necesidades de mantenimiento y rehabilitación de la red vial existente pero no consideran efectos por incremento en la capacidad vehicular. Los incrementos de la capacidad vehicular son considerados normalmente en los sistemas de gestión de tráfico en otras actividades de planeamiento. Otros sistemas de gestión, se utilizan también para identificar la necesidad de construir nuevos pavimentos o de programar actividades de conservación vial generadas por otros factores como por ejemplo la seguridad vial.

Los sistemas de gestión de pavimentos (SGP), permiten evaluar diversas estrategias de Mantenimiento y Rehabilitación estimando el impacto en el comportamiento futuro de los pavimentos para identificar que sectores requieren mantenimiento y/o rehabilitación y determinar los tratamientos más adecuados y el momento más oportuno para aplicarlos a fin de mantener la condición de servicio esperada con el mínimo de la inversión. Los sistemas de gestión de pavimentos también permiten organizar en forma ordenada toda la información referente a la red vial, facilitando el almacenamiento y recuperación de datos. Los SGP brindan también la información requerida para el sustento y justificación de los presupuestos de conservación vial.

Aquellos que trabajan en conservación vial conocen que tan pronto como se finaliza la construcción de un pavimento, empieza a deteriorarse. Después de un período de tiempo, se requiere el mantenimiento preventivo para mantener el pavimento en una condición adecuada de servicio.

La figura 2.2 muestra la selección de estrategias para mantener el pavimento en buenas condiciones de servicio. Diversos análisis técnico-económicos demuestran que el costo de conservar la red vial en buen estado mediante el mantenimiento preventivo es menor que postergar el mantenimiento hasta que el pavimento esté en tan malas condiciones que se requiera de una rehabilitación o aplicar tratamientos que aminoran el daño solamente para mantener el pavimento deteriorado en condiciones de servicio mínimamente aceptables.⁶

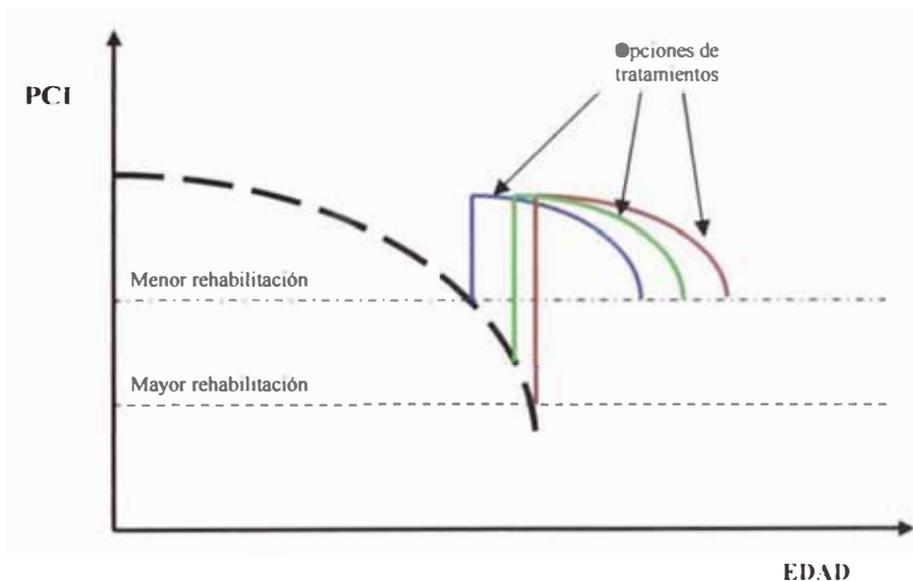


Figura 2.2.- Selección de la estrategia óptima para mantener el pavimento en buenas condiciones.

2.4 NIVELES DE ANÁLISIS

La gestión de pavimentos opera en dos niveles principales, los que se conocen como nivel de proyecto y nivel de red, consideradas como las instancias más importantes en la toma de decisiones.

⁶ Chang A., Carlos y Smith Roger; El uso de los sistemas de gestión, el mantenimiento preventivo y la conservación de pavimentos.



Decisiones globales afectan a la red de caminos como un todo y las decisiones más específicas afectan a los proyectos individuales.

2.4.1 Nivel de Red

Este nivel comprende el proceso de observación de un conjunto de pavimentos que conforman una red de caminos, a fin de planificar decisiones para grandes grupos de proyectos o una red de caminos completa con el objetivo de optimizar la asignación de recursos.

A nivel de red el objetivo primordial es establecer los requerimientos presupuestales, distribución de fondos de acuerdo a las prioridades, y programación de labores de mantenimiento y/o rehabilitación.

Las principales actividades a desarrollar a nivel de red son:

- Sectorización, toma de datos representativos de la condición del pavimento y posterior procesamiento.
- Aplicación de criterios técnicos para la definición de umbrales de intervención: serviciabilidad mínima aceptable, máxima rugosidad, etc.
- Aplicación de modelos de predicción de deterioro.
- Evaluación de alternativas disponibles de conservación considerando las restricciones de presupuesto.
- Desarrollo de programas de conservación y planes de trabajo.

2.4.2 Nivel de Proyecto

A este nivel el proceso de observación abarca un proyecto o pavimento en particular, con el propósito de determinar el momento en que se debe realizar el mantenimiento y/o rehabilitación. Usa datos específicos de cada proyecto y otorga varias opciones de acuerdo a los objetivos; los modelos usados a este nivel requieren de información detallada en secciones individuales de un camino.

En resumen el objetivo de un análisis a nivel de proyecto es definir la acción a seguir para un proyecto en particular, su costo y su vida útil esperada.

Las principales actividades a desarrollar a nivel de proyecto son:

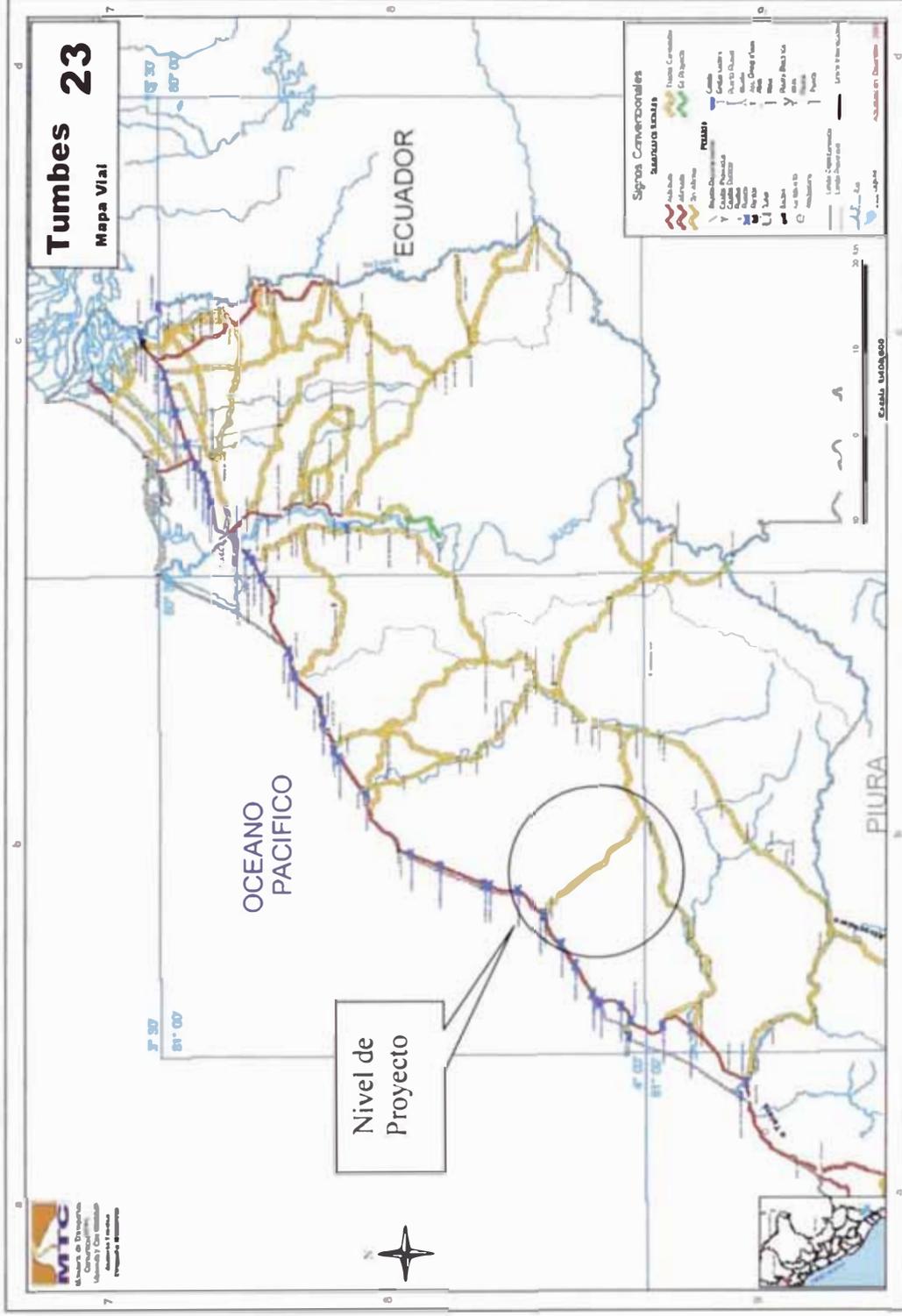


Figura N° 2.3.- Comparación de los sistemas de gestión a nivel de red y a nivel de proyecto.



- Toma de datos de la condición del pavimento mediante pruebas de campo y ensayos de laboratorio.
- Aplicación de modelos de predicción de deterioro.
- Análisis técnico – económico de las alternativas de acción para el proyecto.
- Selección cuantitativa de la mejor alternativa (detallando el plan de acción, los costos, etc.) y su implementación.

Como podemos observar las actividades desarrolladas en ambos niveles son similares y además interactivos, es decir el resultado de uno afecta al otro. La diferencia entre ambos es la escala en la que se desarrollan, estando el nivel de proyecto inmerso en el nivel de red.

2.5 EL HDM-4 COMO UNA HERRAMIENTA DE AYUDA PARA LA CONSERVACION DE PAVIMENTOS

En el área de gestión de pavimentos se han desarrollado una serie de herramientas de apoyo a la gestión que tienen como objetivo principal aumentar el poder de análisis de las agencias encargadas de realizar una gestión de pavimentos. Una de estas herramientas es el denominado *Highway Development and Management (HDM)*, el cual constituye actualmente una de las más importantes herramienta de análisis para la evaluación técnica y económica de inversiones en construcción y conservación de redes de carreteras. El funcionamiento de esta herramienta se basa en un modelo de cálculo de las relaciones físicas y económicas derivadas de un extenso estudio sobre el deterioro de las carreteras, el efecto de la conservación de las mismas, y los costos de operación de los vehículos.

El proyecto HDM nace en 1969 apoyado por el Banco Mundial, convirtiéndose posteriormente en un gran programa de colaboración investigativa, involucrando a instituciones de varios países como el Instituto Tecnológico de Massachussets, el Laboratorio Británico de Transporte e Investigación Vial, el Laboratorio Francés de Puentes y Caminos y el Banco Mundial. Inicialmente los esfuerzos se enfocaron en desarrollar la estructura conceptual y primer modelo para una base cuantitativa y tomar decisiones en el sector de carreteras. Las fases posteriores de las investigaciones se han concentrado en la cuantificación empírica que involucró la recolección



de numerosos datos de campo (Kenya, el Caribe, Brasil y la India) sobre las relaciones básicas, físicas y económicas para asegurar que los modelos teóricos representen la situación real.⁷

En la medida que la validación empírica progresó y se ganó experiencia en más de 30 países del mundo, el modelo HDM ha mejorado sustancialmente, además se desarrolló la optimización de la aplicación de recursos bajo restricciones presupuestales.

La versión HDM-III, fue liberada en 1987 y sus elementos han sido utilizados en proyectos de diferentes países. in embargo, limitaciones tales como emplearlos sólo en el análisis de pavimentos asfálticos, obligó al desarrollo de la versión HDM-4 que cubre ésta y otras deficiencias. La principal aplicación de estos sistemas es su empleo para la evaluación social a nivel de red de proyectos viales.

Las principales funciones del HDM-4 son el análisis de los deterioros y los efectos de la conservación de carreteras, para una serie de alternativas de conservación especificadas por el usuario. Para ello, calcula los costos de operación de los vehículos en función del estado de cada carretera, determina los costos anuales de la administración de carreteras y de los usuarios para cada una de las alternativas de conservación definidas. Por último, se evalúan las alternativas de conservación, produciendo la comparación económica de las mismas. De esta manera el ingeniero dispone de una amplia información para determinar cuáles son las medidas de conservación más beneficiosas para la red estudiada.

Dentro del análisis técnico del HDM-4 se emplean cuatro grupos de modelos⁸:

- RD (*Road Deterioration – Modelos de Deterioro*); predice el deterioro del pavimento ya sea asfalto, concreto o sin capa pavimentada de rodadura.
- WE (*Works Effects – Modelo de Efectos de Intervenciones*); simula los efectos de los trabajos de conservación del camino en la condición del pavimento y determina los costos correspondientes.

⁷ Chang A. Carlos y Meléndez P. José; Aplicabilidad del modelo HDM-III en la evaluación de proyectos viales.

⁸ Yarza A. Pedro y Crespo del Río R.; El HDM-4 como herramienta de ayuda para la conservación de carreteras; Pág. 4.



- RUE (*Road User Effects – Modelo de Efectos sobre los Usuarios de las carreteras*); determina los costos de operación del vehículo, accidentes del camino y tiempo de viaje.
- SEE (*Social and Environment Effects – Modelos de efectos Sociales y Ambientales*); determina los efectos de emisiones del vehículo y consumo de energía.

Una herramienta como el HDM-4 puede usarse para realizar diversos tipos de análisis sobre una red de carreteras:

- En el área de la planificación y conservación de carreteras, el HDM-4 puede servir de ayuda para apoyar analíticamente la justificación de inversiones, pronosticar futuras necesidades financieras y físicas para preservar la infraestructura de carreteras, ó determinar estrategias de mantenimiento en función de los recursos disponibles.
- Existen una serie de aplicaciones auxiliares como pueden ser la determinación de valores mínimos (umbrales económicos) para mejoras en carreteras, la comparación de alternativas de diseño y conservación, el cálculo del costo del uso de la vía, la realización de estudios de determinación de impuestos en el sector de transporte, estudios de la determinación del peso por eje de los vehículos, el análisis de los efectos de modernizar el parque de vehículos, que amplían el espectro de posibles usos de un modelo de cálculo como el del HDM-4.



CAPITULO 3: MODELAMIENTO DEL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Se disponen de diferentes técnicas para desarrollar modelos del comportamiento o modelos de deterioro de pavimentos. La complejidad de los modelos y el grado de precisión están en función del uso que se le quiera dar a los resultados, es decir del nivel de gestión en el que serán usados (nivel de red o nivel de proyecto). Requiriendo los modelos a nivel de proyecto mayor precisión que los modelos a nivel de red.

En general los modelos de deterioro usados en los dos niveles básicos de operación de un sistema de gestión de pavimentos son:

- **A nivel de Red**

- Modelos determinísticos.
- Modelos probabilísticos (generalmente usan índices compuestos: IRI, PSI, PCI, etc.)

A nivel de red se observa un mayor número de secciones de pavimentos, por lo que se usan valores promedio o valores aproximados, y modelos más simples con la consiguiente pérdida de detalles.

- **A nivel de Proyecto**

- Modelos determinísticos (requieren mayor exactitud)

Aunque la precisión del modelo dependa del nivel de gestión, ésta debe ser preestablecida para desarrollar o emplear el modelo que mejor se adapte a las necesidades de la agencia encargada de la gestión de los pavimentos, y no incurrir en errores de sobreestimación o baja estimación. La importancia de la exactitud del modelamiento se ilustra en la figura 3.1 donde se puede observar que se predice una condición de pavimento de valor 60 para 10 o 20 años dependiendo del modelo usado.

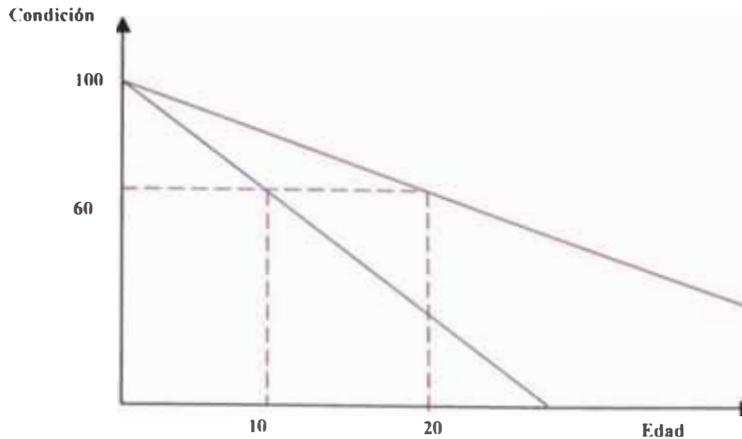


Figura 3.1.- Ilustración de la importancia de la exactitud del modelo

3.2 FASES EN EL PROCESO DE DETERIORO DE UN PAVIMENTO⁹

En general en el proceso del deterioro de los pavimentos, se puede apreciar claramente dos fases, estas son:

Primera Fase.- Esta etapa del deterioro se produce desde la puesta en funcionamiento de una vía, inmediatamente después de su construcción, hasta el momento en que se realiza en ella una reparación de importancia. Es necesario precisar que se considera como reparación de importancia a aquella que genere un mejoramiento en el nivel de servicio de la vía, tales como:

- Las actividades de rehabilitación: cepillado, reparaciones de espesor parcial o total, reemplazo de losas, restablecimiento de la transferencia de carga entre las losas, etc.
- Los recapados (de asfalto o concreto).
- Las reconstrucciones.

Segunda Fase.- Esta etapa del deterioro comprende desde la realización de una reparación de importancia en adelante. Al realizarse una rehabilitación se elimina o reduce el deterioro existente, o bien, se afecta a la progresión del mismo para el futuro (o ambos). De esta manera el comportamiento del pavimento en la segunda fase es generalmente, diferente al de la primera fase, ya sea porque el deterioro inicia nuevamente desde cero o porque la progresión del mismo es menor (o mayor) que antes del mantenimiento.

⁹ De Solminihac, Hernán; Gestión de infraestructura vial; Pág. 229

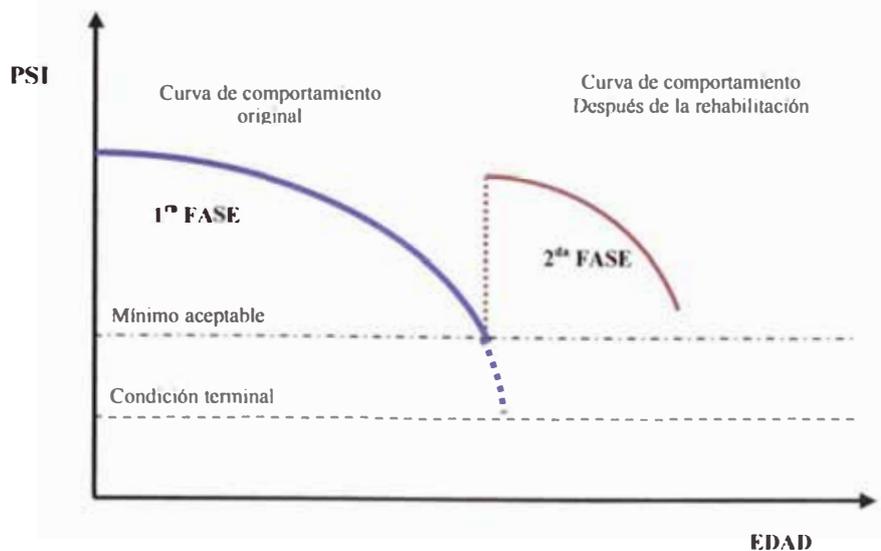


Figura 3.2.- Esquema de las fases del deterioro de un pavimento

3.3 LA FORMA FUNCIONAL DEL MODELO¹⁰

Se entiende como la forma funcional de un modelo a la estructura funcional de las ecuaciones (es decir la manera en la que se colocan las variables), así como a su representación gráfica respecto a variables que involucran el paso del tiempo (generalmente edad o tránsito acumulado). En la forma funcional de un modelo se especifica si el deterioro bajo análisis se presenta con una progresión continua a partir del inicio de la vida útil del pavimento, o si existe un periodo inicial, durante el cual el deterioro no se manifiesta, y luego de la primera falla éste progresa en forma más o menos acelerada. En el primer caso, el deterioro presenta solamente una etapa de progresión, en tanto que en el segundo caso el deterioro muestra una etapa de “inicio” seguida de una etapa de progresión.

Al modelar por separado, en dos etapas, ciertos tipos de deterioro, se crea la posibilidad de obtener un mejor ajuste a los datos medidos en el campo, permitiendo calibrar el inicio y la progresión en forma diferenciada para cada proyecto en particular, o de acuerdo a características propias de cada lugar (microclimas, técnicas y materiales de construcción, etc.).

¹⁰ De Solminihac, Hernán; Gestión de infraestructura vial; Pág. 232.

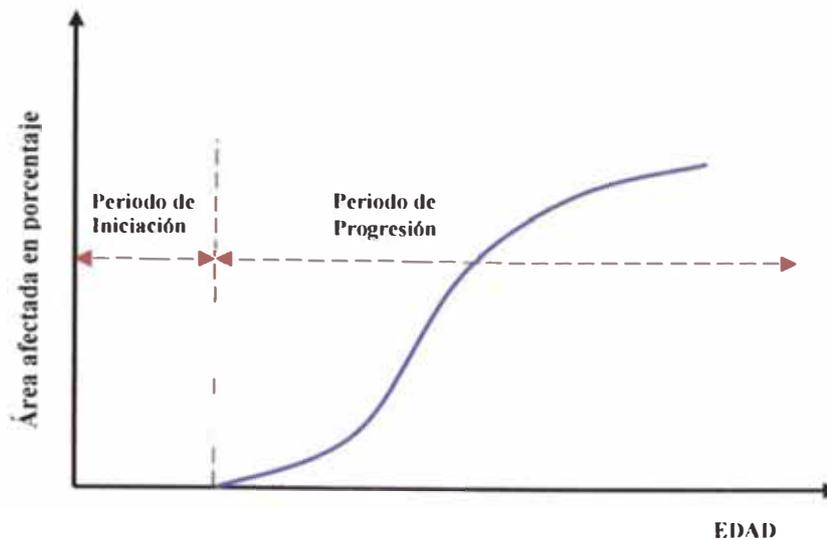


Figura 3.3.- Inicio y progresión de los deterioros

Generalmente, aquellos deterioros que involucran la falla estructural del pavimento, como por ejemplo el agrietamiento, se caracterizan mejor mediante dos etapas, ya que en la realidad existe un periodo inicial donde la falla no se manifiesta. En cambio, los deterioros de tipo funcional, como por ejemplo la rugosidad (IRI), usualmente progresan en forma continua y no presentan una etapa de “inicio”.

Se han estudiado ampliamente la forma funcional de las ecuaciones para los distintos tipos de deterioro en pavimentos asfálticos y de concreto. De acuerdo a estos estudios, los distintos tipos de deterioro presentan una de las tres formas generales de evolución o progresión:

- Progresión Creciente*: a partir del inicio del deterioro los incrementos por unidad de tiempo van aumentando en magnitud (curva de tipo exponencial);
- Progresión Decreciente*: los incrementos de deterioro son relativamente elevados al principio y posteriormente van disminuyendo (curva de tipo logarítmica);
- Progresión Sigmoidal*: existe una primera etapa de progresión creciente, seguida de otra etapa de progresión decreciente (curva de tipo S).

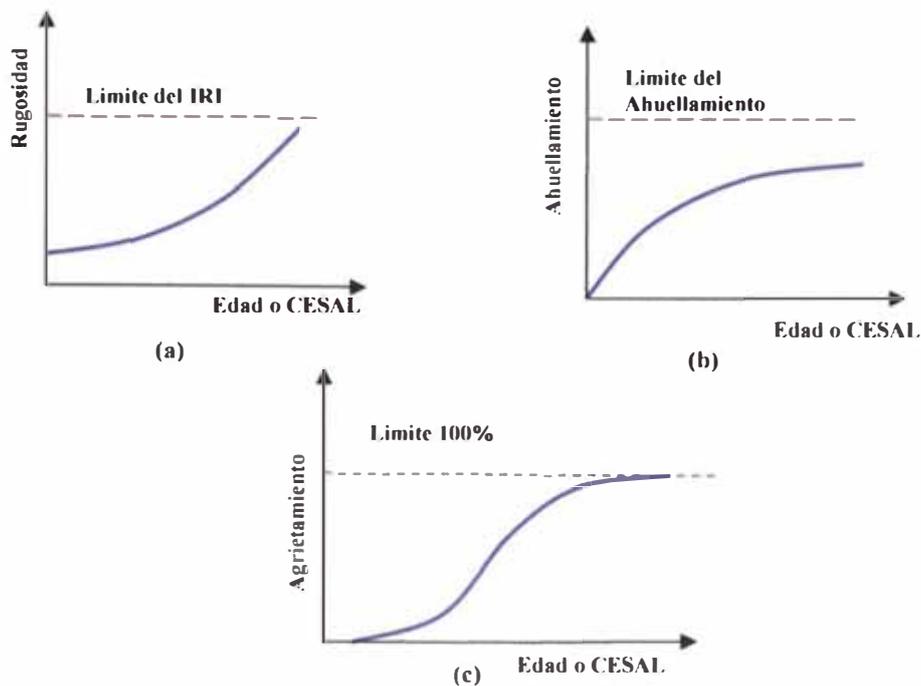


Figura 3.4.- Formas de progresión de distintos deterioros en pavimentos asfálticos: (a) progresión creciente, (b) progresión decreciente, (c) progresión sigmoideal.

3.4 CLASIFICACIÓN DE LOS MODELOS DE PREDICCIÓN

Los modelos de predicción se pueden clasificar en diversas categorías, dependiendo de la técnica utilizada para el modelamiento, de los valores de predicción y de la forma de predicción. Las principales características de cada tipo son descritos en los párrafos siguientes:

3.4.1 Por la técnica utilizada

Por la técnica utilizada los modelos de predicción pueden clasificarse en tres principales grupos: Los modelos empíricos, los modelos mecanicistas y los modelos empíricos-mecanicistas.

3.4.1.1 Modelos Empíricos; los modelos empíricos son desarrollados en base a datos reales de pavimentos existentes. En dichas bases de datos se han registrado gran cantidad de información referida a diversos aspectos, entre los que tenemos: información general de los pavimentos, datos de diseño (materiales, diseño estructural, diseño de juntas, etc.),

¹¹ Prozzi Jorge A.; Modeling Pavement Performance by Combining Field and Experimental Data; Pág. 19-21



características de drenaje y de las bermas, datos de tránsito, de condiciones climáticas y de deterioros a lo largo de su vida útil. Luego de determinar las variables más relevantes en la formación de cada deterioro, se realiza con ellas un análisis estadístico (análisis de regresión) que da origen al modelo que predice el comportamiento futuro del pavimento.

En los modelos empíricos, la variable dependiente es algún indicador del desempeño del pavimento. Como por ejemplo: Indicadores del desempeño integrales o compuestos (tales como el PSI, el índice de confort de rodado (RCI), o el PCI), o, indicadores del desempeño individual (tales como: la resistencia al deslizamiento, el ahuellamiento, o el agrietamiento). Estas variables dependientes están relacionadas a una o más variables explicativas que representan la resistencia estructural del pavimento, la carga del tránsito, y las condiciones del medioambiente.

En alguno de estos modelos, las variables explicativas son usadas y descartadas solamente basadas en consideraciones de disponibilidad y las estadísticas de sus parámetros. A menudo, variables relevantes son descartadas debido a su baja importancia estadística (usualmente basadas en la t estadística del parámetro correspondiente). Por otro lado, variables irrelevantes son a menudo incorporados dentro de los modelos basados en algunas consideraciones. Cualquier modelo desarrollado siguiendo tales consideraciones indudablemente sufriría de errores de formulación.

La mayoría de las formulaciones disponibles en la literatura son simplemente regresiones lineales. Comúnmente el criterio usado para seleccionar la mejor formulación entre varias alternativas es obtener el mejor ajuste posible de datos (usualmente medida por el coeficiente de correlación, R^2). Las formulaciones de los mejores modelos empíricos, están basados en las leyes físicas, o al menos, ellos intentan simular el proceso físico real del deterioro.

En ciertos casos el modelo empírico generado puede tener la desventaja de no ser aplicable a pavimentos en condiciones diferentes de aquellas en las que se tomaron los datos.

3.4.1.2 Modelos Mecanicistas; el desarrollo de modelos mecanicistas se basa en las características de las diversas capas y materiales que conforman los pavimentos, específicamente en las propiedades físicas y mecánicas de la subbase, la base granular o estabilizada y el pavimento propiamente (de concreto o asfalto). Los modelos mecanicistas



representan físicamente el proceso de deterioro del pavimento. Sin embargo, debido a la complejidad del proceso de deterioro y a que se usan parámetros que son difíciles de cuantificar en el campo, esta aproximación es impracticable.

Estos modelos de deterioro usan el comportamiento de los materiales y modelos de respuesta del pavimento, que se cree representa el comportamiento real de la estructura del pavimento bajo la acción combinada del tráfico y el medioambiente. Estos modelos de comportamiento y respuesta son usados para estimar tensiones, esfuerzos y deflexiones en varios puntos en la estructura del pavimento. Estas respuestas críticas son, a su vez, usadas para predecir el desempeño (performance) en términos de deformación superficial y progresión del agrietamiento (agrietamiento por fatiga). Por ejemplo: un modelo de agrietamiento se basa en la determinación del nivel de fatiga acumulado en las losas, el que para ser calculado requiere la utilización de conceptos mecanicistas que permitan conocer las tensiones y deformaciones críticas generadas en función de las cargas de tránsito y del alabeo térmico (*Wade, 1995*).

Aunque ha habido varios esfuerzos, un modelo comprensivo y confiable puramente mecanicista no ha sido desarrollado. El comportamiento de los materiales y los modelos de respuesta del pavimento actualmente usados son muy simplistas y sólo representan el material y la respuesta estructural bajo condiciones limitadas.

3.4.1.3 Modelos Empíricos – Mecanicistas; Los modelos empíricos – mecanicistas combinan la modelación mecánica con las observaciones del comportamiento de los pavimentos existentes.

Estos modelos usan la caracterización de los materiales (usualmente mediante pruebas de laboratorio) y los modelos de respuesta del pavimento (empleando modelos lineales elásticos o modelos de elementos finitos) para calcular la respuesta del pavimento (tensiones, deformaciones unitarias y deflexiones en varios puntos de la estructura del pavimento). Esta respuesta es causada por las cargas de tránsito, clima o una combinación de ambas. El cálculo de la respuesta del pavimento constituye el componente mecanicista.



Las tensiones y deformaciones calculadas de esta manera se emplean como parámetros de entrada (variables independientes) de modelos empíricos de regresión para predecir el comportamiento del pavimento. Esta parte constituye el componente empírico.

Por lo tanto, un modelo desarrollado usando técnicas de regresión con la respuesta del pavimento como variable independiente se denomina modelo empírico-mecanicista.

Los modelos empíricos basados en análisis de regresión han sido usados por muchos años y constituyen uno de los modelos de deterioro más ampliamente usados. Sin embargo, desde hace 20 años ha habido una tendencia de las agencias de caminos a dirigir sus esfuerzos hacia los modelos empíricos-mecanicistas por el interés desde el punto de vista de la ingeniería.

La principal ventaja de los modelos empíricos-mecanicistas, es su capacidad para extrapolar predicciones fuera del rango de datos y condiciones bajo los que fueron desarrollados, produciendo predicciones determinísticas del desempeño del pavimento. Sin embargo es imposible evaluar la confiabilidad de las predicciones cuando estos modelos son usados fuera del rango original de datos del que fueron desarrollados. A pesar de sus limitaciones los modelos empíricos- mechanicistas son actualmente los modelos de deterioro más usados.

3.4.2 Por los valores de predicción

Los modelos se pueden clasificar en modelos determinísticos y modelos probabilísticos.

3.4.2.1 Modelos Determinísticos, constituyen el modelamiento más común en los sistemas de gestión de pavimentos, predicen un único valor de la variable dependiente basado en sus relaciones con una o más variables. Pueden ser correlaciones empíricas o empíricas-mecanicista calibrados usando técnicas de regresión.

3.4.2.2 Modelos Probabilísticos, predicen una distribución de la variable. En un modelo probabilístico la condición de un pavimento (por ejemplo el PCI o el IRI) es tratada como una variable aleatoria con una probabilidad asociada a sus valores. Una distribución de probabilidades describe la probabilidad asociada con todos los valores de la variable aleatoria. Por ejemplo: si la variable aleatoria es el PCI, entonces la distribución de probabilidad puede ser descrita como la función de distribución acumulada de la figura 3.5.

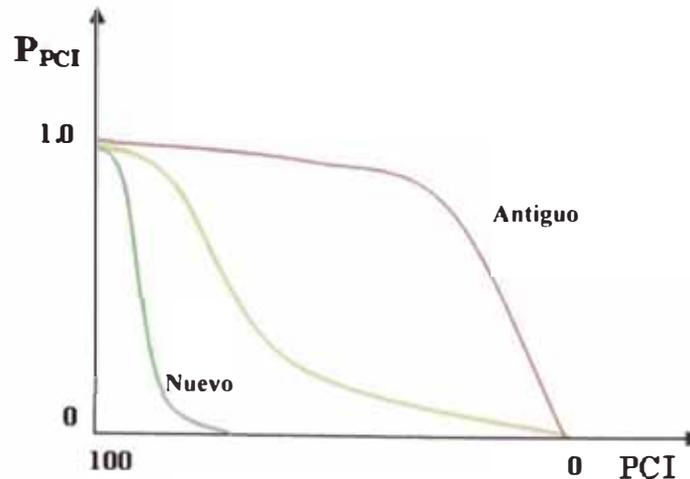


Figura 3.5.- Función de distribución acumulada (Shahin, 1994)

En la figura 3.5, el eje vertical es la probabilidad de que el PCI sea igual o menor que un determinado valor de PCI. Esta figura presenta además distribuciones acumuladas en diferentes puntos de la vida del pavimento. Esta figura podría presentarse como la probabilidad en el tiempo de un determinado valor de PCI, lo que se conoce como curvas de supervivencia.¹²

Un modelo probabilístico particular es el modelo Markoviano. En modelo Markoviano se emplea una matriz de transición que expresa la probabilidad de que un grupo de pavimentos de similar edad o nivel de tráfico cambie de un estado de deterioro o serviciabilidad a otro dentro de un periodo de tiempo específico. El proceso de Markov describe la probable condición de un pavimento “antes” y “después”. La condición “antes” se describe por la probabilidad de que el pavimento se encuentre en cada uno de un número finito de estados. La condición “después” se describe de una manera similar. Con apropiados datos, las matrices de transición de Markov pueden ser construidas para cualquier forma de deterioro, tales como: agrietamiento y serviciabilidad.

Debido a la mayor disponibilidad de curvas determinísticas, se requiere convertir estas curvas a modelos probabilísticos, que puedan ser usadas en el análisis a nivel de red. De esta manera los modelos probabilísticos pueden ser obtenidos de cualquier fuente, empleando por ejemplo modelos determinísticos o distribuciones de la condición del pavimento por la edad convirtiéndolos en modelos probabilísticos.

¹² De Solminihac, Hernán; Gestión de infraestructura vial; Pág. 227.



Empleando la técnica markoviana, entre los principales factores a ser considerados en la preparación del proceso de conversión tenemos¹³:

- ***El número de estados de condición***

Cuando el número de estados de condición aumenta, los algoritmos usados en la búsqueda de los valores de probabilidad de Markov para cada estado se vuelven más complejos.

- ***El vector estado***

Un vector estado indica la probabilidad de estar en cada uno de los estados. El vector estado inicial describe la distribución inicial de probabilidades entre los estados. Por ejemplo, definiendo 3 estados de condición podemos tener: el vector estado inicial que usualmente es $S(0) = (1,0,0)$ es decir hay una probabilidad de 1 (100%) de estar en el estado 1, y una probabilidad de 0 de estar en el estado 2 o estar en el estado 3. (Este vector estado es casi siempre el vector estado inicial apropiado para los modelos de deterioro).

- ***La definición de la fase***

Un pavimento es modelado para empezar su vida en una condición casi perfecto (como lo muestra el vector estado inicial) y después se deteriora sujeto a ciclos de solicitaciones. Un ciclo puede ser el efecto de un año de solicitaciones de clima y tráfico. Este proceso de deterioro se modela multiplicando el vector estado inicial por una matriz de transición de probabilidad (TPM). Así, el vector estado en la fase 1 se obtiene multiplicando el vector estado inicial (estado 0) por la matriz de transición de probabilidad (TPM). El vector estado en la fase 2 se obtiene multiplicando el vector estado fase 1 $S(1)$ por la matriz de transición de probabilidad (TPM), etc.

- ***La matriz de transición de probabilidad (TPM)***

Las fases y los estados de condición considerados definen los parámetros de la matriz de transición de probabilidad. Una TPM hace posible moverse de un estado a otro. Si por ejemplo se consideran 3 estados de condición, entonces la TPM será una matriz de 3x3. En el caso particular de los modelos de deterioro, la TPM será una matriz de $N \times N$, pero muchos de los valores de la matriz serán ceros.

¹³ Work Package 3, Network Level Management Model –RIMES; Pág. 17-21.



Así en un modelo en que se consideran 3 estados de condición, donde el estado 1 es la mejor condición y el estado 3 es la peor condición. Es posible tener una probabilidad de moverse del estado 1 al estado 2, o del estado 1 al estado 3, pero no del estado 2 al estado 1, o del estado 3 al estado 2 o al estado 1. En resumen, el estado de condición se define como un estado “absorbente”, con una probabilidad de 1 de permanecer en ese estado una vez ingresado. La única “salida” de ese estado es si se realiza alguna actividad de mantenimiento que mejore la condición.

Hay otra implicación en la TPM, que se origina en la definición de la fase (1 año de análisis). Comúnmente en los modelos de deterioro de pavimentos se define que una sección no puede cambiar en más de un estado en un periodo de un año. De esta manera, si se definen 3 estados de condición, es posible moverse del estado 1 al estado 2, o del estado 2 al estado 3, en un periodo de un año, pero no del estado 1 al estado 3.

Los efectos combinados de los estados y las fases que se encuentran en una típica TPM cuando se definen 3 estados de condición tienen la siguiente estructura.

Estado 1:	$p(1)$	$q(1)$	0
Estado 2:	0	$p(2)$	$q(2)$
Estado 3:	0	0	1

Donde:

$p(1)$: Es la probabilidad de que una sección en el estado 1, este en el estado 1 el próximo año (en la próxima fase)

$q(1)$: Es la probabilidad de que una sección en el estado 1, este en el estado 2 el próximo año (en la próxima fase), etc.

Además:

$$p(1) = q(1) - 1, p(2) = q(2) - 1$$

Entonces solo 2 valores ($p(1)$ y $p(2)$) se necesitan para definir la matriz de transición. Si se definen 5 estados de condición se necesitan 4 valores para definir la matriz de transición ($p(1) - p(4)$).

Por ejemplo si $p(1) = 0.80$ y $p(2) = 0.5$, y el vector de estado inicial es (1,0,0) se puede elaborar el siguiente cuadro para un análisis de 6 años:



Tabla 3.1.- Ejemplo de la distribución de las condiciones.

Año	0	1	2	3	4	5	6
Condición 1	1	0.80	0.64	0.51	0.41	0.33	0.26
Condición 2	0	0.20	0.26	0.26	0.23	0.19	0.17
Condición 3	0	0	0.10	0.23	0.36	0.48	0.57

▪ **La homogeneidad del sistema**

Esto es necesario para determinar si el modelamiento del pavimento puede ser realizado como un sistema probabilístico homogéneo o no homogéneo. El caso más simple es un proceso homogéneo, donde la misma matriz de transición es usada en cada fase. La desventaja asociada es que el rango de las formas de las curvas de pavimento que pueden ser modelados es bastante limitado, cambios significativos en la forma de la curva en un pequeño número de fases (años) no pueden ser modelados por este proceso.

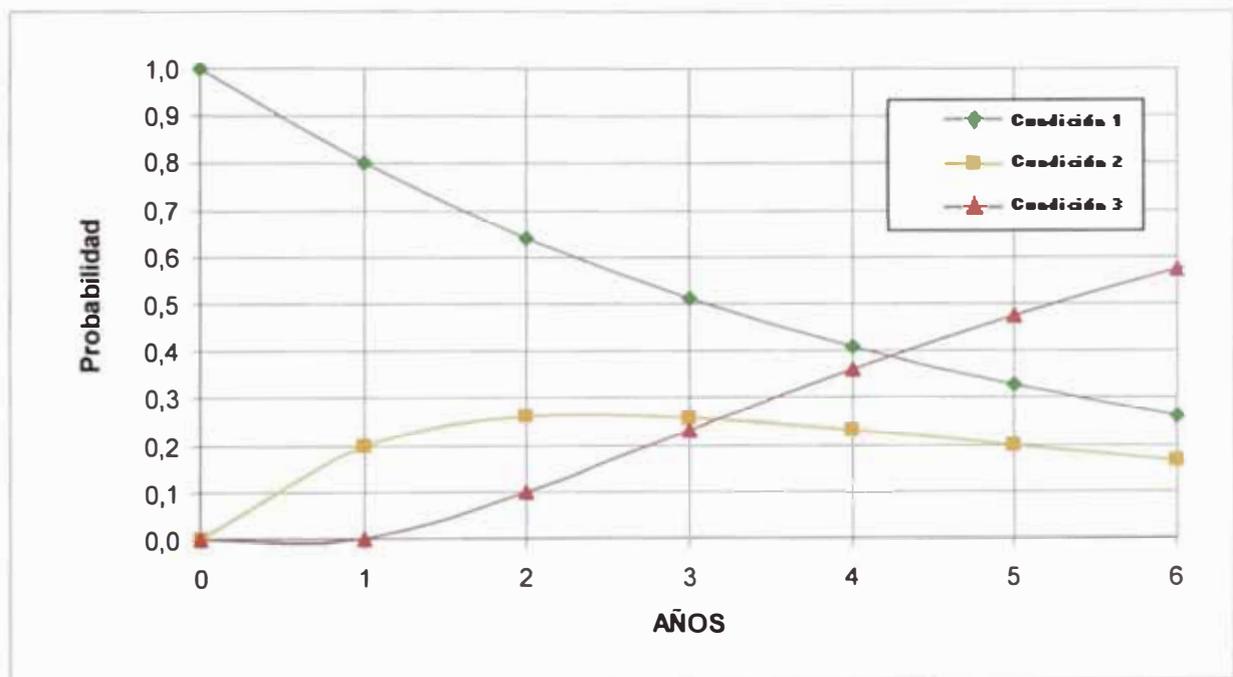


Figura 3.6.- Función de probabilidad para las diferentes condiciones del ejemplo de la tabla 3.1

El uso de un sistema probabilístico no homogéneo, donde la TPM usado depende de la fase, permite mucha flexibilidad en el rango de las formas de las curvas determinísticas que pueden ser modeladas. Usualmente, 2 o 3 distintos TPM pueden ser usados para modelar una compleja curva de deterioro en un periodo de 20 años. La desventaja del uso de estas estimaciones a nivel de red es que la edad del pavimento debe estar disponible en el banco de datos del sistema para poder usar una TPM adecuada.



Generación del conjunto de curvas

A continuación se presenta un ejemplo de la conversión de una curva determinística a una probabilística, para el cual se tendrán las siguientes consideraciones:

La condición del parámetro modelado tendrá un rango de valores de 1 a 5 (las curvas probabilísticas pueden modelarse para cualquier rango de valores, este rango fue escogido por simplicidad).

Se escogió un periodo de vida de 10 años para modelar todas las curvas (cualquier periodo de vida puede ser modelado una vez definido el vector de estado inicial y las TPM).

En todos los casos, se usó un vector de estado inicial de (1,0,0) para el análisis de 3 estados.

Las curvas determinísticas usadas (figura 3.7) muestran una disminución en la condición de parámetro con el tiempo (índice de condición decreciente). También se pueden usar índices de condición que aumenten con el tiempo ya que la metodología probabilística no tiene dificultad con el cambio del tipo de índice de condición.

El valor promedio de estado usado para un modelo de 3 estados fue (5,3,1) para un índice decreciente.

En resumen las curvas determinísticas usadas tienen las siguientes características: Índice decreciente, 3 estados, consideradas como un sistema homogéneo (1 TPM). Para cada tipo de modelo, se ha definido un número de diferentes TPM. Las curvas de probabilidad resultantes para la condición 1 se muestran en la figura 3.8 que ilustra el rango de las formas de las curvas que pueden producirse para cada tipo de modelo.

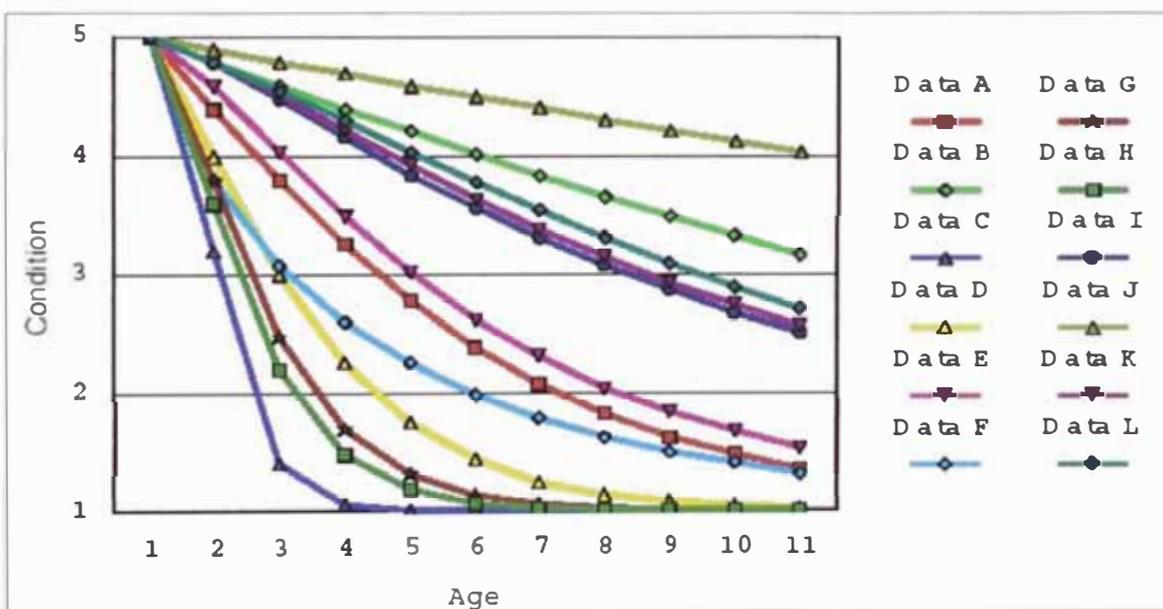


Figura 3.7.- Ejemplo de curvas determinísticas convertidas a curvas probabilísticas



Matriz de transición definida para cada curva: $(p(1), p(2), 1)$

Serie A: (0.7, 0.7, 1)

Serie B: (0.9, 0.9, 1)

Serie C: (0.1, 0.1, 1)

Serie D: (0.5, 0.5, 1)

Serie E: (0.8, 0.4, 1)

Serie F: (0.4, 0.8, 1)

Serie G: (0.4, 0.3, 1)

Serie H: (0.3, 0.3, 1)

Serie I: (0.9, 0.3, 1)

Serie J: (0.95, 0.95, 1)

Serie K: (0.9, 0.5, 1)

Serie L: (0.9, 0.7, 1)

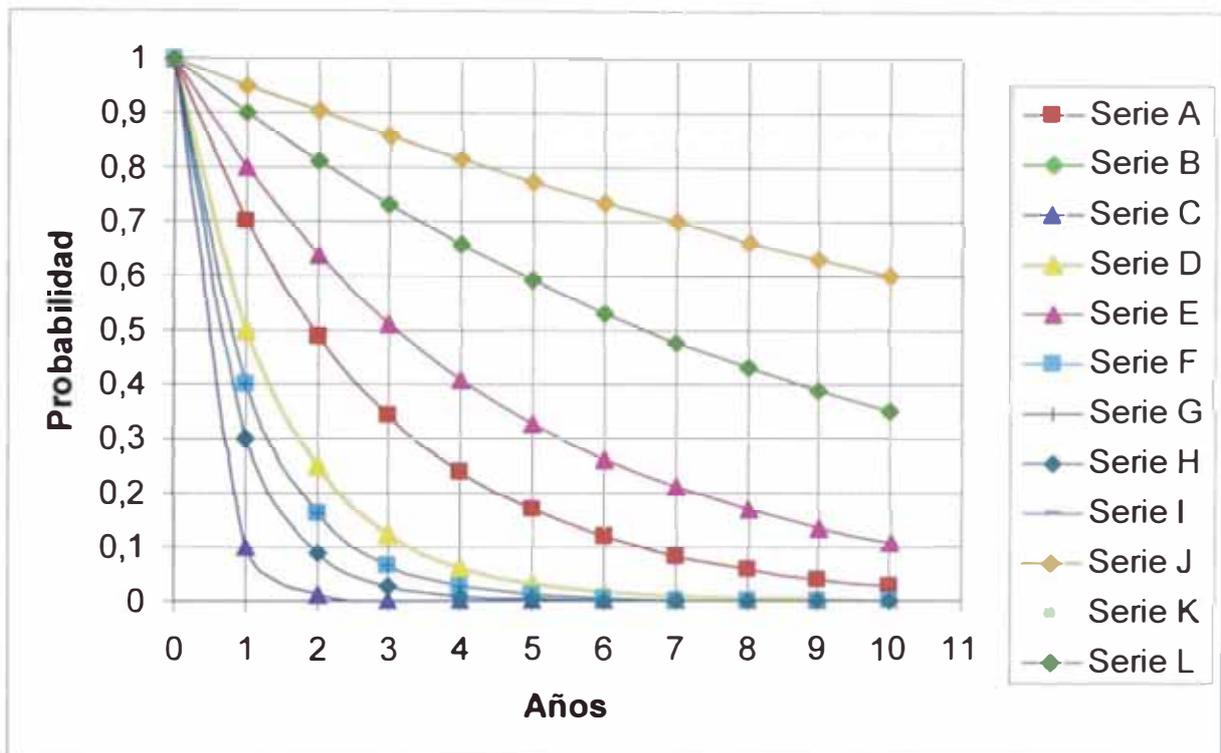


Figura 3.8.- Curvas probabilísticas resultantes para la Condición 1.



3.4.3 Por la forma de predicción

Según la forma de predicción existen dos tipos de modelos (independientemente a si estos son empíricos o empíricos-mecanicistas): modelos agregados (acumulados) y modelos incrementales.¹⁴

3.4.3.1 Los modelos de deterioro agregados (acumulados), requieren para predecir un deterioro futuro conocer por completo la historia previa del comportamiento del pavimento, es decir se necesita contar con datos tales como tasa de crecimiento del tránsito a lo largo de la vida del pavimento (medida o estimada), tránsito medio diario anual al inicio del servicio del pavimento, ejes equivalentes acumulados al momento de la evaluación, nivel de servicio inicial al momento de la puesta en servicio del pavimento (agrietamiento, deterioro de juntas y escalonamiento si es que existe, así como PSR e IRI), etc. Sin embargo, generalmente esto no es posible y por una u otra razón sólo se cuenta con datos parciales.

3.4.3.2 Los modelos de deterioro incrementales, a diferencia de los agregados, no requieren conocer la historia previa para predecir los comportamientos futuros, sino que lo hacen en base a un conjunto de ecuaciones y operaciones lógicas, necesitando conocer solo el estado o condición actual del pavimento (medida de terreno), además de las características estructurales y climáticas existentes, y el tránsito que circula en el año de evaluación por dicho pavimento.

Los modelos incrementales presentan ventajas importantes en relación a los modelos agregados, algunas de estas son (*De Solminihac, 1997c*):

- En muchos casos, sobre todo cuando la evaluación se hace a un pavimento antiguo, no es posible conocer por completo la historia previa del pavimento y se deben estimar algunos datos, con consecuencia existe la probabilidad de introducir errores en los modelos agregados. Los modelos incrementales, no necesitan tanta información histórica, dado que predicen a partir de la condición actual y futura de dichas variables, eliminando así los errores asociados al desconocimiento de los datos originales o a la estimación de condiciones anteriores.

¹⁴ De Solminihac, Hernán; Gestión de infraestructura vial; Pág. 230-231.



- Algunos modelos incrementales se dividen en dos etapas (inicio y progresión), lo cual permite que la adaptación del modelo a las condiciones locales sea más precisa. En cambio los modelos agregados no poseen en ningún caso una modelación de ese tipo.
- La modelación incremental se puede adaptar mejor que la agregada para predecir el deterioro luego de aplicar acciones de conservación. Sobre todo en cuando se afecta la progresión del deterioro futuro porque el modelo incremental lo puede incorporar de inmediato, en cambio el modelo agregado requiere un ajuste indirecto.

Por lo dicho anteriormente las principales ventajas de los modelos incrementales están en la evaluación de pavimentos en servicio y de pavimentos a los que se les aplica algún tipo de mantenimiento. Para la evaluación de pavimentos recién construidos o proyectados, los resultados de los dos tipos de modelos son igualmente satisfactorios.

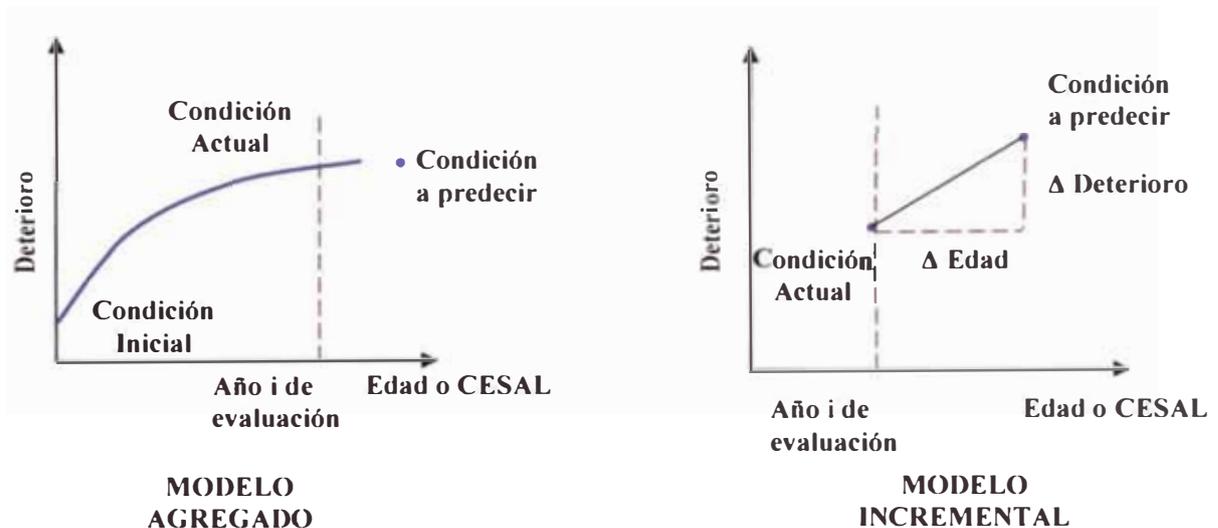


Figura 3.9.- Modelos Incrementales y modelos Agregados



CAPITULO 4: LA FUENTE DE DATOS Y LOS DATOS NECESARIOS PARA EL MODELAMIENTO

4.1 INTRODUCCIÓN

El banco de datos es el componente más importante de un sistema de gestión de pavimentos, que sirve junto con los modelos de predicción para el análisis de los trabajos de mantenimiento.

Para la recopilación de datos, la red de caminos es dividida en “secciones homogéneas”. Una “sección homogénea” es definido como una sección de pavimento que tiene a lo largo de su longitud características uniformes, por ejemplo, diseño estructural, número de carriles, condición de la subrasante, construcción, edad desde su puesta en servicio, materiales del pavimento, proporción de tráfico de camiones, y mantenimiento aplicado. Para cada “sección homogénea” se debe disponer de las siguientes clases de datos:

- Inventario
- Geometría
- Construcción
- Historia (incluyendo mantenimiento)
- Tráfico
- Condiciones medioambientales

Estos diversos ítems de información son necesarios para describir totalmente una sección de pavimento, para realizar varios análisis relacionados a la gestión de pavimentos, y para establecer relaciones entre las diferentes partes del Sistema de Gestión de Pavimentos. La fácil accesibilidad es también importante, y para esto es necesario utilizar una versátil base de datos.



4.2 FUENTE DE DATOS DE LOS SISTEMAS DE GESTIÓN DE PAVIMENTOS

Es importante seleccionar una adecuada fuente de datos. Varias fuentes de datos han sido usadas durante años para desarrollar los modelos de deterioro de pavimentos. Algunas de estas fuentes son:¹⁵

- Selección al azar de secciones de pavimentos en servicio.
- Selección de secciones de pavimentos en servicio siguiendo un diseño experimental.
- Construcción de “Secciones Prueba” de pavimentos, sujetos a la acción del tráfico real de la carretera y del medioambiente.
- Construcción de “Secciones Prueba” de pavimentos, sujetos a la acción acelerada del tráfico (por ejemplo la usada en el *Heavy Vehicle Simulator (HVS)*) y a la acción acelerada de condiciones medioambientales (por ejemplo el envejecimiento rápido por la aplicación de radiación ultra violeta).

Debido a la naturaleza del proceso del deterioro de pavimentos, se desea obtener en la medida de lo posible los datos de campo de las secciones de pavimentos en servicio sujetos a la acción combinada del tráfico real y las condiciones medioambientales. Todas las otras fuentes de datos producen modelos que probablemente sufran de algún error, a menos que se tomen en cuenta consideraciones especiales durante la estimación del parámetro de comportamiento.

Los problemas más comunes encontrados en el desarrollo de modelos seleccionando secciones de pavimentos en servicio al azar, son causados por:

- La presencia de multi – colinealidad entre variables explicativas relevantes.
- Los eventos inadvertidos, típico de este conjunto de datos.
- El problema del error endógeno. Causado por el uso de variables endógenas como variables explicativas independientes.

El problema de multi-colinealidad, se puede explicar como el hecho de que muchos efectos son estadísticamente colineales (aumentan simultáneamente), como es el caso del tiempo y el tráfico acumulado, volumen de tránsito y edad, cargas de tránsito y resistencia estructural, etc., por lo que se hace difícil distinguir claramente las causas del deterioro. El problema de

¹⁵ Prozzi Jorge A.; Modeling Pavement Performance by Combining Field and Experimental Data; Pág. 15-18.



multi-colinealidad es típico del conjunto de datos de series de tiempo del comportamiento del pavimento. Variables tales como la edad del pavimento y el tráfico acumulado son usualmente casi perfectamente colineales. Los modelos estimados usualmente no identifican los efectos de ambas variables simultáneamente. No hay métodos estadísticos para evitar o minimizar el problema de la multi-colinealidad porque éste es un problema inherente al conjunto de datos. Una solución típica consiste en obtener más datos de la fuente original o combinar varias fuentes de datos (*Archilla, 2000; Archilla y Madanat, 2000*).

Los datos recogidos de estudios durante pruebas experimentales son usualmente de duración limitada. De esta forma, si sólo son considerados los eventos observados durante el periodo del estudio (ignorando la información de los eventos antes y después del estudio), los modelos resultantes padecerían el error del truncamiento. Si la censura de los eventos no son considerados apropiadamente, el modelo puede sufrir el error de la censura (*Paterson, 1987; Prozzi y Madanat, 2000*).

Otro problema común es el denominado error endógeno. Los pavimentos en los que se espera altos niveles de tráfico durante su vida de diseño son diseñados para estándares más altos. Por ello, la capacidad de resistencia de estos pavimentos es superior que aquellos diseñados para resistir niveles más bajos de tráfico. De esta manera, una variable explicativa que es un indicador de una capacidad de resistencia superior, tal como el número estructural, será una variable endógena que debe ser determinado dentro del modelo y no puede ser asumido como exógeno. Si tal variable fuera incorporado como dato en el modelo, los parámetros estimados sufrirían el error endógeno (*Madanat et al, 1995*). Otro caso de error endógeno ocurre cuando el mantenimiento (que es activado por la condición del pavimento) es usado como una variable explicativa (*Ramaswamy y Ben – Akiva, 1990*).

Los dos últimos problemas pueden ser minimizados usando técnicas estadísticas que toman en cuenta la presencia del truncamiento o la endogeneidad. Y alternativamente, se pueden desarrollar modelos que estén basados en datos de secciones de pavimentos en servicio que han sido seleccionados según un diseño experimental.

En la selección de secciones de pavimentos siguiendo un diseño experimental, el primer paso consiste en definir sectores de caminos homogéneos en cuanto a sus variables más representativas (tránsito, edad del pavimento (desde su construcción o última rehabilitación),



condiciones climáticas imperantes y capacidad estructural). Cada conjunto de sectores o tramos que presentan uniformidad en sus variables representativas se le denomina “categoría”. Una vez definidas las variables representativas, se fijan los criterios que permiten determinar en cuántos niveles debían subdividirse cada una de ellas. De este modo, se puede establecer por ejemplo, tres niveles para el tránsito (expresado en ejes equivalentes diarios) y la capacidad estructural (especificada a través de la deflexión en mm): alto, medio y bajo. Se establecen zonas climáticas que sirven para definir los niveles correspondientes al clima. La edad del pavimento se puede clasificar, por ejemplo, en tres niveles: inicial, medio y final. Finalmente mediante la combinación entre los distintos niveles de sus variables más representativas, junto con una variable encargada de diferenciar las estructuras originales de las recapadas, se definen distintas “categorías”. Para cada “categoría” se trata de incluir la mayor cantidad de tramos homogéneos con edades lo más diferentes posible, a fin de reconstruir curvas de comportamiento con la mayor representatividad en el tiempo.

Para superar algunos de los problemas mencionados en la selección de secciones al azar, se han construido “Secciones Prueba” de pavimentos, sujetos a la acción del tráfico real y el medioambiente, resultando la mejor fuente de datos. Sin embargo, el tiempo y las limitaciones presupuestales restringen este tipo de experimentos a un número limitado (*e.g., LTPP y Mn/Road High Volume Facility*). La construcción de “Secciones prueba” de pavimentos, sujetos a la acción acelerada de tráfico y el medioambiente resuelven algunas de las restricciones de presupuesto y tiempo (*e.g. HVS, Westrack, NCAT, Mn Road Low Volume Facility*). Sin embargo, las pruebas aceleradas en pavimentos (*Accelerated Pavement Testing – APT*) pueden tener limitaciones mecánicas tal como la máxima velocidad del carruaje en la prueba. Esto produce modelos limitados a las condiciones de la prueba.

Una manera de superar alguna de estas limitaciones es a través del uso de múltiples fuentes de datos. *Archilla y Madanat (2001)* desarrollaron con éxito modelos para predecir el ahuellamiento en el pavimento combinando dos fuentes diferentes de datos. Ambas fuentes de datos usadas en su disertación correspondían a secciones de prueba experimental. De esta manera, los modelos tenían como limitación el tráfico experimental. El próximo paso lógico en esta línea de investigación es investigar la transferencia de estos modelos al tráfico real de las carreteras.



4.3 DATOS REQUERIDOS POR LOS MODELOS DE DETERIORO DISPONIBLES

Para facilitar el acceso, el manejo, y el almacenamiento, los datos básicos de una sección de pavimento son separados por los Sistemas de Gestión de Pavimentos, en seis principales tipos de datos:

- **Datos de Inventario;** contienen datos referidos a la ubicación y a las características geométricas de la sección en estudio, tales como: el número de ruta, nombre del Estado o Provincia en donde se localiza, dirección de viaje, progresiva inicial, progresiva final, longitud de la sección, tipo de pavimento, clasificación del camino de acuerdo a un criterio predeterminado, número de carriles, ancho de carriles, pendiente, etc.
- **Datos de Construcción;** los datos de construcción incluyen información de las características de diseño, tales como el espesor de cada capa del pavimento, el tipo de material usado en cada capa, el tipo de subrasante, el año de construcción, la calidad de los materiales de construcción. Así mismo contiene información de la forma y la calidad con que se ejecutó la obra, de este modo se pueden deducir a futuro las causas de cualquier situación que se produzca en relación al comportamiento del pavimento. Los datos relacionados a la calidad con que se ejecutó la obra se denominan datos de las características aceptables de calidad (*Acceptance quality characteristic* - AQC's) (éstas son por ejemplo, para pavimentos de concreto: el espesor de la losa, la resistencia del concreto, el contenido de aire, el porcentaje de consolidación alrededor de los dowels y la suavidad (*smoothness*) inicial). Actualmente las especificaciones relacionadas con el servicio (*Performance related specifications* - PRS) están manejadas por la comparación de los valores de AQC de diseño con los valores de AQC de construcción medidas en el campo. Los valores de AQC son usados en los modelos de deterioro para predecir el comportamiento esperado y el correspondiente costo de ciclo de vida (*Life-cycle cost* - LLC) de los pavimentos diseñados y construidos.
- **Datos Históricos;** Aquí se incluye información histórica de mantenimiento y operación del camino, tales como: el año de mantenimiento, detalles del tipo de mantenimiento realizado, y repapeos. Esta cronología de datos es necesaria para tomar en cuenta el efecto de las actividades de mantenimiento y mejora de las condiciones debido a los repapeos. La información histórica también es utilizada para calibrar los modelos, ajustándolos a las condiciones específicas del proyecto.



- **Datos del Tráfico;** Otro efecto que incide sobre el comportamiento del pavimento es el tráfico, por lo tanto se requiere conocer aspectos tales como:
 - Volumen y composición de tránsito.
 - Estratigrafía por ejes.
 - Características del parque automotor.
 - Peso máximo permitido y efectivo por eje.
 - Tasas de crecimiento históricas y futuras.

Muchos de los modelos de deterioro existentes requieren el número de ejes equivalentes (80 kN ó 18 kip) acumulado o anual como dato de entrada. La única excepción son algunos modelos que no requieren los datos de tráfico tales como el modelo del deterioro de juntas transversales (*spalling*) y el modelo de *smoothness* para pavimentos de concreto que son una función de la edad y no del tránsito.

- **Datos del medioambiente;** incluye datos relacionados al drenaje (tipo y cantidad) y al clima. Algunos ejemplos de variables climáticas que deben ser tomadas en cuenta son: el promedio de la precipitación anual, el promedio anual del número de días con lluvia, el índice de congelamiento, y el número de días con temperaturas mayores a 32 °C (90°F). La información climática es muy importante, de manera que los modelos desarrollados representen mejor las condiciones geográficas locales del proyecto.
- **Datos de Auscultación;** los datos de auscultación contienen los resultados de las evaluaciones realizadas a las secciones de pavimento (evaluación superficial y estructural). Incluye datos de los valores de deterioro en pavimentos asfálticos (agrietamiento, pérdida de áridos, ahuellamiento, etc) y en pavimentos de concreto (escalonamiento de juntas transversales, agrietamiento transversal, el deterioro de juntas transversales); así como valores de los indicadores de performance del pavimento (IRI, PCI, PSI, la resistencia al deslizamiento, entre otros). Se requieren adecuados datos de las series de tiempo de las diferentes manifestaciones de daño para determinar la curva de comportamiento del pavimento.

Con todos los datos anteriormente mencionados, podemos analizar y modelar el comportamiento del pavimento, y de esta forma determinar el tipo de intervención a realizar, y el momento en el que se debe hacer.



CAPITULO 5: VALIDACIÓN DE LOS MODELOS DE DETERIORO

5.1 INTRODUCCIÓN

Como se mencionó anteriormente, se han desarrollado diferentes modelos para predecir un mismo tipo de deterioro en consecuencia es indispensable que la Agencia de administración de carreteras que desee utilizar los modelos de deterioro tenga que validar los modelos, y si es necesario mejorarlos. Para ello, primero, tendrá que realizar una evaluación más detallada de cada modelo para determinar que modelo puede ser validado simplemente usando la base de datos disponible. Si un modelo en particular puede ser adecuadamente validado con la base de datos disponible, entonces no se requerirá mejorarlo. Si por el contrario se determina que un modelo necesita ser mejorado, entonces se puede emplear algunas herramientas estadísticas para tal fin (por ejemplo usando una re-regresión, con la posible adición o remoción de variables).

5.2 REQUERIMIENTOS DE UN CONFIABLE MODELO DE PREDICCIÓN

En general un confiable modelo de predicción necesita satisfacer ciertos requerimientos tales como¹⁶:

- **Adecuada base de datos;** la base de datos debe ser adecuada y representativa del conjunto de pavimentos que el modelo desarrollado trata de representar. Los datos recopilados deben ser medidos con precisión y sin errores.
- **Datos confiables;** debe tenerse cuidado en asegurar la precisión de los datos obtenidos de registros históricos.
- **Suficiente cantidad de datos;** el desarrollo de un confiable modelo requiere la recopilación de una suficiente cantidad de datos.

¹⁶ K.P. George; MDOT Pavement Management System: Prediction Models and Feedback System; Pág. 16-17.



- **Inclusión de variables;** todas las variables posibles que pueden afectar la performance del pavimento deben ser considerados inicialmente. Generalmente esta lista es larga. Sin embargo, el desarrollo del mejor modelo involucra el amplio conocimiento del problema.
- **Forma funcional del modelo;** la forma funcional del modelo o la manera en que se colocan las variables tiene un gran efecto en la confiabilidad de un modelo de regresión.
- **Criterio estadístico;** el modelo final debe justificarse a través de un coeficiente de correlación (R^2) cercano a 1, lo cual indica de que la curva potencial se ajusta muy bien a las variables involucradas. El error estándar de estimación (o desviación estándar de regresión) debe ser menor que un valor práctico. Todos los coeficientes del modelo deben ser estadísticamente significativas.
- **Condiciones de Borde;** las condiciones de borde deben representar la condición física real lo más cercanamente posible. Para ello se necesita un modelo que considere la forma apropiada, la no linealidad, y las interacciones de las variables explicativas. Algunas de las condiciones de borde que deben satisfacerse son:
 - *Valor inicial,* el valor inicial de todo daño es cero. Similarmente la condición de un pavimento en el inicio de su vida de servicio es excelente.
 - *Pendiente inicial,* la mayoría de daños tienen una pendiente que es inicialmente igual a cero. Sin embargo, algunos daños tales como la rugosidad y el ahuellamiento tienen un aumento inicial.
 - *Tendencia global;* los daños son irreversibles y crecientes, y el Índice de Serviciabilidad es decreciente.
 - *Variaciones en la pendiente;* los daños pueden ser afectados por variables tales como las condiciones climáticas, que pueden producir variaciones en la pendiente.
 - *Pendiente Final;* las funciones de deterioro tales como el agrietamiento, la serviciabilidad, entre otras tienen un límite superior. En todas estas funciones de deterioro, la pendiente final debe ser cero, es decir tienen una asíntota horizontal. Por



el contrario otros tipos de deterioro tales como la rugosidad y el ahuellamiento no tienen tales límites.

- *Valor final*; el valor máximo de deterioro tiene un límite superior solo para aquellos tipos de deterioro que tiene una pendiente final igual a cero.

En la práctica, las condiciones antes mencionadas se adicionan en el desarrollo del modelo, garantizando predicciones que son racionales, físicamente realistas, y precisas. Sin embargo, algunos modelos no satisfacen todas las condiciones debido principalmente a las limitaciones de los datos.

5.3 TÉCNICAS DE VALIDACIÓN Y/O MEJORAMIENTO DE LOS MODELOS¹⁷

Cada modelo de deterioro debe ser evaluado con más detalle para valorar su suficiencia y sensibilidad a las principales variables. Las valoraciones estarán basadas en una evaluación del diseño de los modelos (documentando las capacidades y limitaciones del modelo) y en los resultados del análisis estadístico y el análisis de sensibilidad.

5.3.1 Evaluación del Diseño del Modelo

Las capacidades y limitaciones de cada modelo de deterioro son identificadas y modeladas como el primer paso en el proceso de validación. Bajo esta apreciación general, los modelos son valorados sobre la base de los siguientes ítems:

- Variables de entrada (inputs) incluidas en el modelo.
- Variables ausentes en el modelo.
- Rangos aplicables a las variables de entrada.
- La habilidad de la Agencia de Administración de Carreteras para estimar las variables de entrada del modelo.
- Errores asociados con la estimación de las variables de entrada del modelo.
- Consideración de problemas en los materiales.
- Adecuación de las unidades de las salidas (output) del modelo.
- El ámbito geográfico. El espacio de inferencia del desarrollo de la base de datos.
- Efectos relativos de cada variable de entrada.

¹⁷ Improved Prediction Models for PCC Pavement Performance-Related Specifications; Pág. 32-37.



5.3.2 Análisis Estadístico

Existen diferentes herramientas de análisis estadístico para evaluar el modelo original y valorar la calidad del mismo. Todas las herramientas utilizadas de análisis estadístico, se enfocan en una comparación entre el valor proyectado y el valor real del deterioro. Los datos reales del deterioro están representados por las series de tiempo del deterioro recopilados de cada sección de pavimento. Las comparaciones entre los valores proyectados y reales (para una sección de pavimento) son únicamente válidos si el valor proyectado es calculado usando el mismo valor de tránsito acumulado ESAL's (o edad, para el modelo del deterioro de juntas transversales en pavimentos de concreto) observado para el valor real del deterioro. A continuación se describirán cuatro procedimientos de análisis estadístico usados en la valoración de los modelos.

5.3.2.1 Ploteo de datos reales vs los valores proyectados

El ploteo de los datos reales versus los valores proyectados permite visualizar que tan bien predice un modelo, comparando la posición general de los puntos uno a uno con respecto a la recta que representa la coincidencia de los valores correspondientes. En general se entiende que el error en un modelo de predicción esta determinado por lo bien que los datos ploteados están concentrados alrededor de la recta. Se dice que un modelo tiene un error de sobre predicción si muchos de los puntos ploteados quedan sobre esta recta; recíprocamente, se dice que se tiene un error de baja predicción cuando se observa que los datos ploteados quedan debajo de la recta. En general se entiende que la precisión de un modelo esta determinado por la cantidad de puntos esparcidos alrededor de la recta. La figura 5.1 muestra un ejemplo de este tipo de evaluación ploteando el modelo de escalonamiento de juntas transversales (faulting) para pavimentos de concreto simple con juntas sin dowels (JPCP) del NCHRP 1-19 que es aplicado sólo para regiones con climas lluviosos a helados.

5.3.2.2 Ploteo de los valores residuales vs los valores proyectados

Un valor residual se define como la diferencia entre los valores proyectados y los datos reales (proyectado – real) para una sección de pavimento dada. El ploteo de los valores residuales vs los valores proyectados se utiliza para evaluar cuan bien un modelo predice respecto a los valores proyectados, proporcionando una idea del tipo, la tendencia y posiblemente la fuente



de algún error. Si se observa una tendencia en el ploteo, esto generalmente se debe a que una o más variables significativas están ausentes en el modelo

COPES - Modelo de Escalomaniento de juntas transversales (faulting)

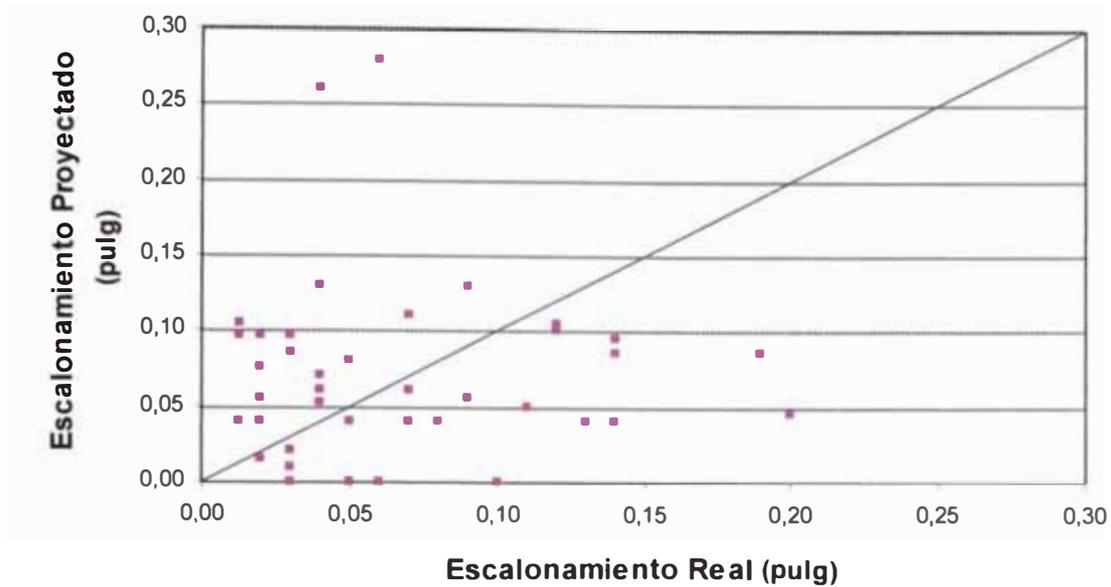


Figura 5.1.- Ejemplo de un ploteo de datos reales vs. valores proyectados.

3.5.2.3 La Prueba t (paired t-test)

Aunque el ploteo de los datos reales vs los valores proyectados proporciona la regeneración visual de los errores del modelo, se requiere una prueba estadística para cuantificar la cantidad de errores y determinar su influencia. Se puede utilizar una prueba t de dos colas (u otra prueba apropiada) para investigar los errores de cada modelo. Específicamente, la prueba t es usada para determinar si la diferencia media entre los conjuntos de valores reales y proyectados es significativamente diferente de cero. A continuación se muestra este método estadístico.

Un reciente estudio de *Hoerner et al.* evaluó el modelo de diseño de la AASHTO para pavimentos rígidos comparando los ESAL's proyectados con los ESAL's reales (para un nivel de rugosidad dada) usando los datos del LTPP. La tabla 5.1 contiene los resultados de la prueba t realizada con datos de una sección de JPCP.



Tabla 5.1.- Ejemplo del análisis de la prueba – t

Tipo de Pavimento	Nº de Secciones	Log ESAL's Proyectados	Log ESAL's Reales	t-calculada	t-crítico (nivel 0,05)	¿Rechaza la Hipotesis Nula?	Relación entre ESAL's Proyectados y Reales	Error Estándar de la Estimación*
JPCP	94	6,8	6,45	-5,19	1,99	Si	2,25	0,66

* Desviación Estándar de la diferencia entre el Log ESAL's Proyectado y real

La prueba t fue usada para evaluar los errores en el resultado. La hipótesis nula es que la media de la diferencia entre el log ESAL proyectado y el log ESAL real es igual a cero, y la hipótesis alternativa es que esto no es igual a cero (el modelo podría sobre predecir o tener un error de baja predicción). Los resultados muestran que el valor absoluto de la t calculada (5.19) es mayor que la t crítica (1.99) en el nivel de significación 0.05; en consecuencia, la hipótesis nula es rechazada en el nivel de significación 0.05. Así; en términos ingenieriles, la media de la diferencia entre los valores del log ESAL proyectado y del log ESAL real para secciones de JPCP no es cero para estas condiciones. La media de los valores de ESAL real y proyectado son 2.8 millones y 6.3 millones, respectivamente, mostrando que el modelo sobre predice los ESAL's a una tasa de 2.25 (en promedio) para pavimentos de concreto simple con juntas y sin dowels (JPCP).

3.5.2.4 Investigación de los componentes de la variabilidad

También es posible evaluar estadísticamente la magnitud de la variación en los valores de predicción del deterioro para secciones individuales. Esta investigación intenta explicar, y cuantificar, la dispersión global de los puntos alrededor de la recta entre los valores proyectados y los datos reales.

Un ejemplo de este tipo de evaluación es el reciente estudio de *Hall et al.*, en donde muchos ploteos de log ESAL's proyectados versus log ESAL's reales fueron usados para evaluar y mejorar el modelo de diseño de la AASHTO para pavimentos rígidos. En un intento por explicar la dispersión de los puntos ploteados, se realizó una investigación de los componentes de variación. Primero se determinó que había 4 componentes principales de adición de la variación para la dispersión observada en estos ploteos:



- Errores asociados con la estimación del tráfico real (V_T)
- Errores asociados con la estimación de los datos de entrada de diseño para cada sección LTPP (V)
- Variación aleatoria o normal entre el comportamiento de secciones reproducidas supuestamente iguales (similar a la variación entre la resistencia de dos especímenes de concreto reproducidas) (V_R)
- Incapacidad del modelo para predecir el comportamiento real del pavimento (serviciabilidad en este caso) debido a deficiencias en el modelo (V_M). Este es el modelo real asociado a errores en la predicción. La forma de la función (relativamente simple) del modelo no representa, por supuesto, completamente el comportamiento real del pavimento bajo la carga del tráfico y el medioambiente.

Los componentes de variación estaban matemáticamente expresados como sigue (en logaritmo de base 10):

Error de predicción = $\text{Log} [\text{ESAL's real}] - \text{Log} [\text{ESAL's proyectado}]$

Variancia [Error de predicción] = Variancia $\text{Log} [\text{ESAL's real}] + \text{Variancia} \text{Log} [\text{ESAL's proyectado}] - \text{Covariancia} (\text{Log} [\text{ESAL's real}], \text{Log} [\text{ESAL's proyectado}])$

Así, la dispersión total de los datos en alguno de los ploteos de ESAL reales vs proyectados consistía de varios componentes de variación, incluyendo:

- Estimación de los ESAL's históricos (eje horizontal).
- Estimación de datos de entrada verdaderos en el modelo para cada sección (eje vertical).
- Diferencias aleatorias entre el comportamiento de secciones debido a desconocer el error de reproducción (eje vertical).
- Verdadera falta de capacidad del modelo para representar el comportamiento del pavimento (eje vertical).

Estos componentes de variación están divididos en porcentajes respecto a la variación total (V_E), tal como se muestra en la tabla 5.2.



Tabla 5.2.- Ejemplo de los resultados de los componentes de variación

Componentes de Variación	Variación Estimada	Porcentaje del Total
Estimación del ESAL, V_T	0.09	28
Estimación de los Datos de Entrada, V_I	0.07	22
Variación Aleatoria, V_R	0.06	19
Error del Modelo, V_M	0.10	31
Variación Total, V_E	0.32	100

5.3.3 Análisis de Sensibilidad

La sensibilidad de los resultados de cada modelo de deterioro con respecto a sus correspondientes datos de entrada forman parte de proceso de validación y mejoramiento del modelo. Tal análisis cuantifica la influencia de cada dato de entrada sobre los cambios en los resultados. Los ploteos muestran la sensibilidad de los datos de entrada incluidos. Se requiere una razonable sensibilidad de cada variable de entrada para un exitoso modelo de predicción. La figura 5.2 presenta un ejemplo, donde se muestra la sensibilidad del modelo de agrietamiento en JPCP con respecto al espesor de la losa y al ESAL's acumulado.

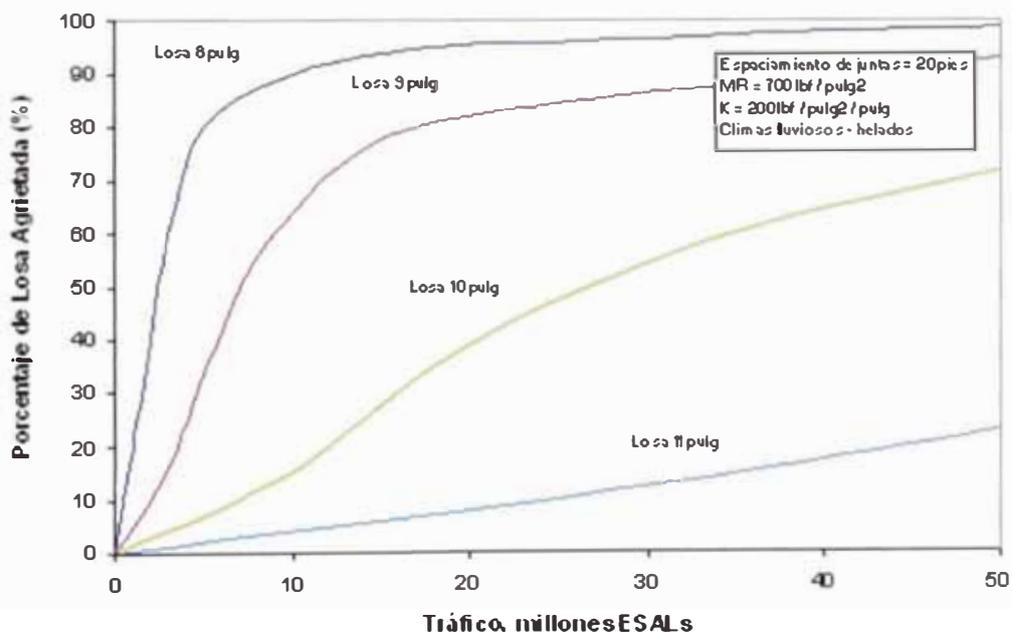


Figura N° 5.2.- Ejemplo de la sensibilidad de un modelo de agrietamiento de JPCP con respecto al espesor de la losa.



5.4 ACEPTABILIDAD DE LOS MODELOS¹⁸

La aceptabilidad de cada modelo es juzgado basándose en los resultados de la evaluación del diseño del modelo, del análisis estadístico, y el análisis de sensibilidad. Específicamente, el proceso de validación o mejora está enfocado a lograr lo siguiente en cada modelo:

- Eliminar los errores del modelo (mejorando la exactitud). Se intenta eliminar (o minimizar) algunos errores observados en los ploteos de los datos reales vs. los valores proyectados.
- Mejorar la precisión del modelo (reduciendo la dispersión). Algunas modificaciones en el modelo (cambio de variables, cambios en el modelo, o re-regresiones en el modelo) son realizadas para mejorar su exactitud. La exactitud del modelo puede ser evaluado observando como se ubican los puntos de los datos del ploteo de los datos reales vs. los valores proyectados alrededor de la recta. La cercanía de los datos a la recta, indica que el modelo es más preciso.
- Incluir como datos de entrada, las características aceptables de calidad (*Acceptance quality characteristic* - AQC's) relacionadas a las especificaciones de servicio (*Performance related specifications* - PRS). Estas son por ejemplo, para pavimentos de concreto: el espesor de la losa, la resistencia del concreto, el contenido de aire y el porcentaje de consolidación alrededor de los dowels. Un modelo aceptable puede ser aquel que es una función de una o más AQC's relacionadas a las PRS.
- Obtener una sensibilidad razonable del modelo. La sensibilidad de los resultados del modelo de predicción a los cambios de los datos de entrada es evaluada para cada modelo. El juicio ingenieril basado en la amplia experiencia puede ser usada para determinar si la sensibilidad creada es razonable.
- Expandir el espacio de inferencia del modelo. La intención es elaborar modelos validados y/o mejorados mucho más aplicables y exactos abarcando un amplio rango de condiciones geográficas y de sitio.

¹⁸ Improved Prediction Models for PCC Pavement Performance-Related Specifications; Pág. 38.



Usando estos criterios como una guía, cada modelo disponible puede ser validado y/o mejorado para obtener resultados más efectivos.



CAPITULO 6: MODELOS DE DETERIORO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

6.1 INTRODUCCIÓN

Siendo los pavimentos asfálticos los de mayor uso en la mayoría de los países del mundo, resulta lógico que se hayan desarrollado un mayor número de modelos para predecir el deterioro en este tipo de pavimentos. De esta manera, en la literatura existente se ha encontrado el modelamiento de diferentes indicadores de la performance o desempeño de pavimentos asfálticos, tales como: el agrietamiento, el ahuellamiento (en términos de la profundidad de rodada), el desgaste superficial, la rugosidad, etc.

En la actualidad algunas agencias de administración de carreteras en cooperación con entidades de investigación siguen desarrollando modelos de predicción que se ajusten a sus necesidades y recursos. Otras emprenden estudios para calibrar o adaptar los modelos aceptados por muchos países (como los modelos incluidos en el HDM-III) a sus condiciones locales. Mientras que otros simplemente emplean los modelos disponibles para sustentar la evaluación económica de sus inversiones.

Sobre todo, en el último caso resulta primordial tener en cuenta que los modelos disponibles dan unos resultados en función de los datos incorporados al mismo, por lo que es fundamental que una aplicación de este tipo sea llevada a cabo por técnicos con amplio conocimiento y criterio a la hora de evaluar inversiones en carreteras.

La posibilidad de calibrar o adaptar estos modelos a nuestras condiciones locales demandaría una importante inversión económica y de tiempo, pues se requiere el seguimiento del proceso de deterioro del pavimento, pero sin duda dicha inversión sería a largo plazo muy rentable.

Ya que a lo largo de nuestra historia los recursos que ha asignado el Estado para elevar los estándares de servicio de la Red Vial Nacional han sido insuficientes, situación que se ha complicado aún más con el mayor ritmo de evolución del deterioro de los pavimentos. Cualquier Programa de Mantenimiento y Rehabilitación que se implemente, usando de la



manera más idónea los modelos de predicción, traerá beneficios económicos a nuestra sociedad, tales como: ahorros por reducción de costos de operación, reducción de tiempos de viaje y reducción de accidentes de tránsito.

6.2 INDICADORES DE LA PERFORMANCE DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

A la capacidad del camino para satisfacer las demandas del tráfico y el medioambiente, en su vida de diseño, se le denomina performance. Los indicadores más comunes de la performance de pavimentos asfálticos son: el agrietamiento por fatiga, el ahuellamiento, el desgaste superficial, la textura superficial, la resistencia al deslizamiento y la rugosidad. El cambio en el valor de estos indicadores de la performance en el tiempo se conoce como deterioro.

A continuación se describe algunos de estos indicadores de la performance de pavimentos asfálticos:

6.2.1 El Agrietamiento

Se distinguen dos formas de agrietamiento: el agrietamiento estructural y el agrietamiento térmico.

▪ Agrietamiento Estructural

El agrietamiento estructural se manifiesta en:

Agrietamiento Longitudinal; fracturamiento que se extiende a través de la superficie del pavimento paralelamente al eje de la vía, pudiendo localizarse en las huellas de canalización del tránsito, en el eje (o en correspondencia con los anchos de distribución de las mezclas asfálticas) o en los bordes del pavimento. La ubicación es indicativa de la causa más probable. Entre las diversas causas que pueden originar estas grietas, las más frecuentes son instancias iniciales del fenómeno de fatiga por debilidad de la estructura; deficiente proceso constructivo de las juntas longitudinales; contracción de la mezcla asfáltica; y deficiente confinamiento lateral.

Agrietamiento Transversal; fracturamiento de longitud variable que se extienden a través de la superficie del pavimento formando un ángulo aproximadamente recto con el eje de la vía. Pueden afectar todo el ancho del carril o limitarse a los 0.60 m próximos al borde del



pavimento. Entre las diversas causas que pueden originar estas fisuras, las más frecuentes son: el insuficiente espesor del pavimento; la retracción de la mezcla asfáltica por pérdida de flexibilidad; reflexión de grietas de la capa subyacente; y apertura de juntas de construcción defectuosas.

Agrietamiento Piel de Cocodrilo; serie de grietas interconectadas formando pequeños polígonos irregulares de ángulos agudos. Son causados por una falla por fatiga de las capas asfálticas sometidas a una repetición de cargas superiores a la permisible. El fisuramiento comienza 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.



Figura 6.1.- Agrietamiento Longitudinal



Figura 6.2.- Agrietamiento Transversal



Figura 6.3.- Agrietamiento Piel de Cocodrilo

Agrietamiento por reflexión de juntas; estas se presentan sólo en pavimentos constituidos por una superficie asfáltica sobre un pavimento de concreto con juntas. Consisten en la propagación ascendente hacia la superficie asfáltica de las juntas del pavimento de concreto. En consecuencia, por efecto de la reflexión se observa en la superficie fisuras longitudinales y/o transversales que tienden a reproducir las juntas longitudinales y transversales de las losas inferiores.

- **Agrietamiento Térmico**

Las grietas por efecto térmico ocurren aproximadamente perpendiculares al eje, tienden a ocurrir a intervalos regulares y las grietas transversales que atraviesan semi o parcialmente la sección ocurren a distancias menores que las que la atraviesan totalmente.

Las causas que pueden originar estas fisuras son: la caída violenta de la temperatura que produce contracción de la mezcla asfáltica; la contracción que excede la resistencia a la tensión de la mezcla; la fatiga térmica; los ciclos de enfriamiento prolongados; el empleo de cementos asfálticos inadecuados y la fragilidad de la carpeta asfáltica por envejecimiento del asfalto.

6.2.2 El Desgaste Superficial

Conocido en nuestro medio como peladuras o pérdida de agregados (*ravelling*) consiste en la desintegración superficial de la carpeta asfáltica como consecuencia de la pérdida del ligante bituminoso y el desprendimiento del agregado pétreo disgregado aumentando la textura del pavimento y exponiendo cada vez los agregados a la acción del tránsito y el medioambiente.



Esta falla es indicativa de que el asfalto se ha endurecido apreciablemente perdiendo sus propiedades ligantes, o bien que la mezcla asfáltica existente es de deficiente calidad.

Esta falla se produce comúnmente en tratamientos superficiales y lechadas (*slurry seal*). Se clasifica en tres niveles de severidad.

Leve: La pérdida de agregados es pequeña, se pueden detectar pequeñas picaduras y el agregado o el asfalto aún no se pierden.

Moderado: Son evidentes algunas picaduras o la pérdida del asfalto. La pérdida del asfalto se da en pequeñas áreas (menores de 1 pie²). Se observan tiras de agregados removidas.

Severo: Son muy evidentes las picaduras o la pérdida del asfalto. La pérdida del asfalto se da en áreas mayores de 1 pie². Existe pérdida de agregados incluso en la base.



Figura 6.4.- Desgaste superficial moderado

6.2.3 El Ahuellamiento

El ahuellamiento (*rutting*) es una depresión longitudinal continua a lo largo de las huellas de canalización del tránsito (roderas) o en los bordes del pavimento. Las repeticiones de las cargas de tránsito producen deformaciones permanentes en cualquiera de las capas del pavimento o en la subrasante.

Esta falla se evalúa midiendo la profundidad máxima de rodera, medida a partir de una regla de 2.0 m colocada transversalmente al camino. Las causas de esta falla se atribuyen al uso de ligantes blandos, a una dosificación del ligante en exceso, al uso de agregados redondeados, compactación o calidad deficiente de la base, entre otras causas. Existen tres niveles de severidad:

Leve: La profundidad de la rodera es menor a 2 cm.

Moderado: La profundidad de la rodera es mayor a 2 cm. y menor a 4 cm.

Severo: La profundidad de la rodera es mayor a 4 cm.



Figura N° 6.5.- Ahuellamiento del camino

6.2.4 El Ahuecamiento

El ahuecamiento (*potholing*) o simplemente huecos (denominados también baches) son cavidades abiertas de un diámetro mínimo de 150 mm y por lo menos 25 mm de profundidad. 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 fisuras. 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 provocando la desintegración y posterior remoción de parte de la superficie del pavimento originando un bache.



Figura N° 6.6.- Huevo (pothol)



6.2.5 La Falla de Borde

La falla de borde (*edge break*) consiste en la progresiva destrucción de los bordes del pavimento por acción del tráfico. Se hace particularmente en caminos con bermas no pavimentadas en las que existe una significativa proporción de vehículos que acceden de la berma al pavimento o viceversa y no se ha construido un cordón protector.

La causa principal es la acción localizada del tránsito, tanto por su efecto abrasivo como por el poder destructivo de las cargas sobre el extremo del pavimento donde la debilidad de la estructura es mayor debido al menor confinamiento lateral, deficiente compactación del borde, etc.

6.2.6 La Textura Superficial

La textura del pavimento es un parámetro crítico en la comodidad y la seguridad de los usuarios, necesario para la conservación de las carreteras. La textura influye directamente en la capacidad del pavimento para evacuar el agua de la interfase neumático-pavimento y de forma indirecta en el valor del coeficiente de rozamiento del pavimento. Además, la textura es la característica determinante en el nivel de ruido del tráfico, tanto del que perciben los ocupantes de los vehículos como el ruido del entorno que condiciona la calidad de vida de las zonas colindantes. En el aspecto económico, la textura del pavimento influye en el consumo de gasolina, en el deterioro de los vehículos y sobre todo en el desgaste de los neumáticos.

Al conjunto de irregularidades superficiales se le conoce como “rugosidad geométrica”, que está dividida en dos grupos: la microtextura y la macrotextura.

En los pavimentos de concreto, la microtextura está dada básicamente por las características superficiales del mortero, y la macrotextura queda determinada por el tratamiento superficial.

En los pavimentos de asfalto, la microtextura está dada principalmente por las características de los agregados de granulometría fina, y la macrotextura queda determinada por la exposición del agregado grueso, o por un tratamiento de gravillado superficial. Es decir, la microtextura es una propiedad inherente a los agregados pétreos y posee una escala que normalmente no puede distinguirse a simple vista; y la macrotextura es proporcionada por técnicas de construcción.



La forma más antigua y conocida de valorar la textura de un pavimento ha sido, y aun sigue siendo, con el Ensayo de la Mancha o Círculo de Arena. Técnicamente se debe decir que el ensayo determina la macrotextura.

Se trata de un ensayo puntual que determina la profundidad (en milímetros de la textura) valorada conociendo el volumen de una arena muy fina y homogénea, de grano comprendido entre 0.17 y 0.25 milímetros (como valor medio se adopta 0.2 mm), que se extiende en el pavimento en una área sensiblemente circular, cuyo radio se mide. El cociente entre el volumen conocido y el área del círculo determina la altura o profundidad de la macrotextura del pavimento. A ese valor generalmente comprendido en una banda que va de 0.3 – 0.4 mm a 2 – 3 mm se le llama altura de la mancha de arena, que define la profundidad de la textura del pavimento.

6.2.7 La Resistencia al Deslizamiento

La fricción o resistencia al deslizamiento del pavimento es un valor crítico en la seguridad cuando el pavimento está mojado. Su medida y estudio es fundamental, sobre todo en carreteras de elevada intensidad de tráfico. La fricción se determina de forma indirecta midiendo *el coeficiente de rozamiento* entre el pavimento artificialmente mojado y una rueda de goma especial.

El coeficiente de rozamiento es el parámetro que se emplea para determinar el nivel de adherencia entre el neumático y el pavimento. El valor del coeficiente de rozamiento depende de una serie de factores, algunos inherentes a la carretera mientras que otros son responsabilidad del usuario (como la velocidad y el estado de los neumáticos del vehículo) o de la naturaleza (lluvia, nieve o hielo sobre la calzada, etc.). La demanda de rozamiento es función de la velocidad y de la cantidad de agua sobre la carretera. A su vez la capacidad de responder a esa demanda es función del tipo y del estado del pavimento.

Al igual que otras características superficiales, los niveles de adherencia de un pavimento evolucionan con el tiempo como consecuencia del pulido de la superficie por la acción repetida de los neumáticos. Por lo tanto se tiene que comprobar periódicamente la resistencia al deslizamiento mediante técnicas de auscultación con equipos de medida del coeficiente del rozamiento.



Existe una gran variedad de equipos y de principios de medida, tanto de la medida de la textura como de la medida del rozamiento, lo que dificulta la interpretación, la comparación de datos y el establecimiento de estándares de calidad de carácter y validez general. Un intento de armonización ha sido “*El Experimento Internacional AIPCR de Comparación y armonización de las medidas de la Textura y Resistencia al Deslizamiento*”, donde se definió un Índice de Fricción Internacional (IFI) independiente del equipo de medida.

Un equipo antiguo que ha alcanzado en Europa una gran difusión y empleo ha sido el SCRIM (*Sideway Coefficient Routine Inventory Machine*) desarrollado por el TRRI (*actualmente Road Research Laboratory-RRL*) de Inglaterra en la década de los 60. Obtiene un valor del nivel de adherencia del pavimento denominado Coeficiente de Fricción Lateral SFC (*Sideway Friction Coefficient*).

6.2.8 La Rugosidad

La rugosidad se define como las irregularidades en la superficie del pavimento que afectan adversamente a la calidad de rodado, seguridad y costos de operación del vehículo.

El índice de rugosidad internacional (IRI), es un indicador de la irregularidad superficial del pavimento, al igual que otros indicadores representa la diferencia entre el perfil longitudinal teórico (recta o parábola continua perfecta, $IRI = 0$) y el perfil longitudinal real existente en el instante de medida.

El perfil real de una carretera recién construida tiene un estado cero, definido por su IRI inicial > 0 , debido a condiciones constructivas. Una vez puesta en servicio, la geometría del pavimento se modifica lentamente en función del paso del tránsito, evolucionando hacia valores más elevados del IRI (mayores irregularidades).

El IRI se determina mediante un cálculo matemático realizado con las ordenadas o cotas de una línea del perfil longitudinal, obtenidas por cualquier técnica o equipo de medida del perfil longitudinal.

6.3 MODELOS EXISTENTES DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Los modelos que a continuación se presentan corresponden a la revisión que realizó *K. P. George* como parte del estudio denominado *MDOT Pavement Management System: Prediction Models and Feedback System (Octubre 2000)* conducido por el *Department of*



Civil Engineering The University of Mississippi en colaboración con el Mississippi Department of Transportation y el U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

6.3.1 Modelos de Agrietamiento

- **Modelo desarrollado por el Brazil-UNDP Road Cost Study (GEIPOT, 1976-1982)**

A partir de este estudio se desarrollo un modelo que predice el número de ejes equivalentes de 80 kN (18 kip) para el inicio de grietas de 1 mm de ancho.

$$\text{Log}(N_c) = 1.205 + 5.96\text{Log}(MSN) \quad (6.1)$$

Donde:

N_c : Número de ESAIs para el inicio del agrietamiento

MSN : Número Estructural Modificado

El número estructural se define como un número índice obtenido del análisis de tráfico, las condiciones del suelo, y un factor regional que puede ser convertido a espesor de varias capas flexibles de pavimento a través del uso de coeficientes de capa relacionadas al tipo de material usado en cada capa de la estructura del pavimento. Esto se expresa como:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (6.2)$$

Donde:

a_i : Coeficiente de capa i

m_i : Coeficiente de drenaje i

D_i : Espesor de la capa i

Para considerar la contribución de la subrasante a la capacidad de resistencia del pavimento se define un pseudo número estructural para la subrasante:

$$SN_{sg} = 3.51\text{Log}(CBR) - 0.85(\text{Log}(CBR))^2 - 1.43 \quad (6.3)$$

Donde:

CBR : California Bearing Ratio de la subrasante (%)

El número estructural modificado se define como:

$$MSN = SN + SN_{sg} \quad (6.4)$$

La progresión del agrietamiento se expresa como porcentaje del área del camino:



$$CR = -18.53 + 0.0458(B)(LN) + 0.000501(B)(AGE)(LN) \quad (6.5)$$

Donde:

- CR: Cantidad de agrietamiento (% del área del camino)
AGE: Edad del pavimento (en años)
B: Deflexión media de la superficie medida con la viga Benkelman (mm)
LN: Logaritmo en base 10 del número de ejes equivalentes acumulados

El estudio de Brasil fue extendido y combinado con otros estudios para desarrollar el modelo del HDM-III auspiciado por el Banco Mundial.

▪ **Modelo desarrollado por el HDM-III**

Los modelos de agrietamiento fueron desarrollados para varios tipos de superficie de pavimentos asfálticos. El modelo que se presenta a continuación predice el tiempo o tráfico esperado para el inicio del agrietamiento en un pavimento de superficie asfáltica original (es decir sin recapado):

$$TY_{CR2} = 4.21 \left(\exp \left[0.139 MSN - 17.1 \left(\frac{YE_4}{MSN^2} \right) \right] \right) \quad (6.6)$$

$$TE_{CR2} = 0.0342(EHM^{-2.86}) \cdot e^{-0.198(EY)} \quad (6.7)$$

$$EY = \frac{1}{(EHM^4 \cdot 1000 \cdot YE_4)} \quad (6.8)$$

$$EY \leq 6$$

Donde:

- TY_{CR2} : Edad esperada para el inicio de las grietas estrechas o grietas clase 2 (1 a 3 mm de ancho) (años)
 TE_{CR2} : Tráfico acumulado esperado para el inicio de las grietas estrechas (millones de ESAI.s)
MSN: Número estructural modificado
 YE_4 : Carga de tráfico anual (millones ESALs/carril/año)
EHM: Máximo esfuerzo de tensión (10^{-3})

▪ **Modelo desarrollado por el estudio RTIM2**

Desarrollado a partir del *Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) Road Costs Study* en Kenya combina el inicio y la progresión del agrietamiento en una relación expresada en términos de agrietamiento y parchado, como sigue:

Si $MSN < 4$, $C+P \geq 0$:



$$(C + P) = 21600(NE_s)(MSN)^{-MSN} \quad (6.9)$$

Donde:

- C+P: Suma de áreas de agrietamiento y parchado (m²/km/carril)
 MSN: Número estructural modificado
 NE_s: Tráfico acumulado desde la última repavimentación (millones ESALs)

Este modelo en la forma incremental expresa la progresión del agrietamiento como:

$$\Delta(C + P) = 21600(MSN)^{-MSN} \Delta(NE_s) \quad (6.10)$$

La ocurrencia de la iniciación de las grietas se expresa como:

$$NCA = MAX\left[\left(4 / MSN - 1\right)\left(MSN^{(1+MSN)}\right) / 72; 0\right] \quad (6.11)$$

Donde:

- NCA: E ALs acumulado durante el periodo antes del inicio de las grietas (millones ESALs)

▪ **Modelo desarrollado por el Texas Flexible Pavement Design System**

Este modelo utiliza una curva sigmoïdal y es una modificación de la función *damage* definido por la *Test Road AASHO (American Association of State Highway Officials)*. La forma sigmoïdal o forma S espera representar el comportamiento del pavimento a largo plazo. La forma asumida para el modelo de grietas tipo piel de cocodrilo es la siguiente:

$$a = \exp(-R / N)^\beta \quad (6.12)$$

Donde:

- a: Puntuación decimal para el porcentaje de área con grietas tipo piel de cocodrilo

$$R = \left[-0.97 + 0.039(T) + 0.0034(TI) + 0.018(d) - 0.0046(LL) + 0.0056(PI) + 0.0066(FTC)\right]10^6$$

(6.13)

$$\beta = 0.14(LL)^{1.29}(PI)^{-1.01}(FTC)^{0.21}(DMD)^{-0.39} \quad (6.14)$$

- T: Promedio de la temperatura mensual
 TI: Índice Thornthwaite
 d: Espesor de la capa de base
 LL: Limite Liquido de la subrasante (%)
 PI: Índice de Plasticidad de la subrasante (%)
 FTC: Número anual de ciclos de hielo-deshielo
 DMD: Deflexión máxima medida con el equipo Dynaflect
 N: Número de ejes equivalentes de carga de 18 kip



Modelos similares fueron desarrollados para el agrietamiento longitudinal y el agrietamiento transversal.

Rauhut, et al, previamente describió la forma sigmoïdal y propuso una relación para transformar el *índice damage* (DI) (una función de *damage*) a porcentaje de área agrietada (AC).

$$AC = 0.19(R)^{3.96(DI)} \quad (6.15)$$

En resumen, las variables explicativas que se emplearon para el agrietamiento en estos estudios son el ESAL acumulado, la edad, y el número estructural. Otras variables usadas para la predicción del agrietamiento son la deflexión superficial, las características de la subrasante, y las características del medioambiente.

6.3.2 Modelos de Ahuellamiento

▪ Modelo desarrollado por el HDM-III

El ahuellamiento es medida en términos de la profundidad media de la rodada y es expresada como:

$$RDM = t^{0.166} (MSN)^{-0.502} (COMP)^{-2.30} (NE_4)^{ERM} \quad (6.16)$$

Estadísticos:

N: 2546 (Nº de datos)

R²: 0.42 (Coeficiente de correlación)

SEE: 1.71 mm (Error estándar de estimación)

Donde:

$$ERM = 0.0902 + 0.0384(DEF) - 0.009(RH) + 0.00158(MMP)(A_{crx}) \quad (6.17)$$

RDM:	Profundidad media de la rodada en ambas huellas del camino (mm)
t:	Edad del pavimento desde la rehabilitación o construcción (años)
MSN:	Número estructural modificado
COMP:	Índice de consolidación de pavimentos flexibles (fracción)
NE ₄ (t):	Tráfico acumulado en el tiempo t (millones de ESAL)
DEF;	Deflexión media medida con la viga Benkelman debajo de una carga de un eje estándar de 80 kN de ambas huellas del camino. (mm)
RH:	Estado de rehabilitación 1 = Si es un pavimento recubierto 0 = En otro caso
MMP:	Precipitación media mensual (mm/mes)
A _{crx} :	Área de incidencia del agrietamiento (% del área total del camino)



▪ **Modelo desarrollado por el Texas Flexible Pavement Design System**

La forma del modelo es idéntica al modelo de agrietamiento tipo piel de cocodrilo descrito anteriormente.

$$S = \exp(-R / N)^\beta \quad (6.18)$$

Donde:

S: Puntuación decimal de severidad para el ahuellamiento

$$R = [3.24 - 4.89(DMD) + 0.083(T) - 0.030(TI)](10^6) \quad (6.19)$$

$$\beta = 0.39(PI)^{-0.63} (DMD)^{0.54} (T)^{1.02} \quad (6.20)$$

N: Número de ESALs (80 kN o 18 kip)

Como se puede ver en los modelos anteriores, en el desarrollo del ahuellamiento influyen principalmente el tráfico, el número estructural, la deflexión y las características de la subrasante.

6.3.3 Modelos de Rugosidad

▪ **Modelo desarrollado por la Transportation and Road Research Laboratory (TRRL)**

Un estudio conducido por la TRRL del Reino Unido en caminos pavimentados en servicio en Kenya proporcionó los datos necesarios para la actualización de los modelos de la AASHO, al establecer relaciones entre la calidad del rodado, la resistencia del pavimento y el tráfico real (Hodges et al, 1975; Parsley y Robinson, 1980). El uso de pavimentos en servicio hizo posible mejorar los modelos de la AASHO. Algunas de estas mejoras son la incorporación de: (a) combinaciones de cargas de tráfico, (b) diferentes estructuras de pavimento sobre diferentes subrasantes, y (c) una variedad en la edad del pavimento. Además, en vez de usar la serviciabilidad como una medida de la calidad del rodado, se usaron las medidas de la rugosidad en términos de IRI. De esta manera se desarrollo el siguiente modelo:

$$R_t = R_0 + F(SN)N_t \quad (6.21)$$

Donde:

R_t : Rugosidad en el tiempo t

R_0 : Rugosidad inicial en el tiempo t = 0



- $F(SN)$: Una función del número estructural SN
 SN : Número estructural desarrollado durante la Prueba AASHO
 N_t : Número acumulado de ejes equivalentes (80 kN o 18000 lbs) hasta el tiempo t.

Dos principales limitaciones han sido identificadas en este modelo. En primer lugar, el modelo esta basado en estructuras de pavimento constituidas por bases tratadas con cemento en un 80 %. Sin embargo las bases tratadas con cemento no son muy usadas en los Estados Unidos. En consecuencia el modelo resultante es errado porque no representa las condiciones reales. Además, las estructuras de los pavimentos tienden ha ser más ligeras que los comúnmente usados en los Estados Unidos. En segundo lugar, asume el mismo valor de la rugosidad inicial para todos los tipos de pavimento. La rugosidad inicial después de la construcción esta influenciada por el tipo de superficie. En consecuencia, la formulación debe tomar esto en consideración. Otro factor importante que afecta el valor de la rugosidad inicial es el espesor de la capa superficial. Como el espesor de la superficie asfáltica decrece, la rugosidad después de la construcción aumenta.¹⁹

▪ **Modelo desarrollado por el estudio de Brazil-UNDP**

Relaciones empíricas fueron desarrolladas, a partir de la extensa base de datos del estudio Brazil – UNDP, para predecir la rugosidad en términos del Índice del cuarto de coche (QI).

$$QI = 12.63 - 5.16(RH) + 3.31(ST) + 0.393(AGE) + 8.66\left(\frac{LN}{MSN}\right) + 7.17(10^{-5})(B.LN)^2$$

(6.22)

Donde:

- RH: Estado de rehabilitación:
= 0, sin rehabilitación (como construido)
= 1, recubierto
ST: Tipo de superficie
= 0, Concreto asfáltico
= 1, Tratamiento asfáltico
AGE: Número de años desde la construcción o recapado
LN: Log₁₀ de ejes equivalentes acumulado
MSN: Número estructural modificado
B: Deflexión de la viga Benkelman (0.01 mm)

¹⁹ Prozzi Jorge A.; Modeling Pavement Performance by Combining Field and Experimental Data; Pág. 25



6.3.4 Modelo del Riding Comfort Index

Las agencias de administración de caminos a menudo usan análisis de regresión para desarrollar modelos de predicción basados en los datos disponibles en el banco de datos de su sistema de gestión de pavimentos. Un ejemplo de esto, es el modelo desarrollado en Alberta (*Karan, 1983*) con datos correspondientes a 25 años de observación de la calidad de rodado, deterioro superficial, y deflexiones. El modelo desarrollado en este estudio es el siguiente:

$$RCI_t = \beta_0 + \beta_1 \ln(RCI_0) + \beta_2 \ln(t^2 + 1) + \beta_3 t + \beta_4 t \ln(RCI_0) + \beta_5 \Delta t \quad (6.23)$$

Donde:

RCI_t	:	Riding Comfort Index (en una escala de 0 a 10) en alguna edad t
RCI_0	:	RCI inicial, en el t = 0
t	:	Edad en años
Δt	:	Edad entre cada observación (en años)
$\beta_0 - \beta_5$:	Parámetros de regresión

Inicialmente otras variables también fueron consideradas, tales como el tráfico, la zona climática y el suelo de subrasante, sin embargo se determino que solo la edad del pavimento y el RCI eran estadísticamente significativas, esto se puede deber a que originalmente los pavimentos fueron diseñados principalmente para soportar las condiciones del medioambiente, con secciones con un mayor espesor que las requeridas para soportar únicamente cargas de tráfico. Este modelo es un ejemplo del uso de una prueba estadística: las variables explicativas son seleccionadas según su significancia estadística, sin tomar en consideración las causas físicas del proceso de deterioro. Regresiones son agregadas o removidas basándose solo en el valor de sus t-estadística, resultando un modelo parcial.²⁰

6.3.5 Modelo del Pavement Condition Rating

El Department of Transportation of the State of Washington ha desarrollado un conjunto de ecuaciones de regresión basados en la base de datos que dispone, del desempeño del pavimento a largo plazo (*Kay et al 1993*). Los modelos tienen la siguiente forma general:

$$PCR = 100 - \beta_1 t^{\beta_2} \quad (6.24)$$

²⁰ Prozzi Jorge A.; Modeling Pavement Performance by Combining Field and Experimental Data; Pág. 28



Donde:

PCR : Pavement Condition Rating (en una escala de 0 a 100)

$\beta_1 - \beta_2$: Parámetros de regresión

Han sido estimados valores para los parámetros antes mencionados y dependen del tipo de construcción y el tipo de superficie. Esta es una formulación muy simplista. En consecuencia, tiene aplicabilidad muy limitada fuera del conjunto de datos de la que fue desarrollado. En este caso, se encontró solo una variable estadísticamente significativa, por lo que los modelos sufren de serios errores de formulación.

6.4 MODELOS INCLUIDOS EN EL HDM-4

La información que se presenta a continuación ha sido extraída del *HDM-4 Technical Reference Manual Volume Four* (J. B. Odoki & Henry G. R. Kerali).

6.4.1 Aspectos Generales

Los modelos de deterioro de pavimentos asfálticos del HDM-4 están basados en los estudios de: *Riley y Bennett (1995 y 1996)*(basado en *Paterson (1987)*), *Watanatada et al (1987)* y *NDLI (1995)*.

El marco conceptual de los modelos de deterioro desarrollados para el HDM-4 es más flexible que el HDM III y abarca un amplio rango de tipos de pavimentos asfálticos. Esto se ha logrado proporcionando un conjunto de modelos genéricos cuyos valores de coeficientes son alterados dependiendo del tipo de superficie y base. El sistema de clasificación del pavimento que forma la base para definir el tipo de pavimento se muestra en la tabla 6.1. El tipo de pavimento se define por la combinación del tipo de superficie y el tipo de base. Dentro de un tipo de pavimento hay varias combinaciones de materiales de superficie y base.

Los modelos disponibles fueron obtenidos desde diferentes factores. Algunos fueron creados desde los tipos de superficie y base, aunque otros fueron creados desde materiales de superficie. De acuerdo con esto, el modelamiento se realiza en términos del material de superficie y el tipo de base, aunque los materiales de base pueden ser especificados.



Tabla 6.1 Sistema de Clasificación de Pavimentos Asfálticos del HDM-4

Tipo de Superficie	Material de Superficie	Tipo de Base	Material de Base	Tipo de Pavimento
AM	AC	GB	CRS	AMGB
	HRA		GM	
	PMA	AB	AB	AMAB
	RAC	SB	CS	AMSB
	CM		LS	
	PA		TNA	
	SMA	AP	FDA	AMAP
ST	CAPE	GB	CRS	STGB
	DBSD		GM	
	SBSD	AB	AB	STAB
	SL	SB	CS	STSB
	PM		LS	
		AP	TNA	STAP
			FDA	

Tabla 6.2 Descripción de materiales de superficie y base

Tipo de Superficie		Materiales de Superficie	
Abreviación	Descripción	Abreviación	Descripción
AM	Mezcla Asfáltica	AC	Concreto Asfáltico
		CM	Mezcla de Bitumen dúctil (mezcla fría)
		HRA	Asfalto caliente laminado
		PA	Asfalto poroso
		PMA	Asfalto modificado con polímeros
		RAC	Concreto Asfáltico con caucho
		SMA	Stone Mastic
ST	Tratamiento superficial	CAPE	Cape seal
		DBSD	Tratamiento bicapa
		PM	Macadam de penetración
		SBSD	Tratamiento monocapa
		SL	Sello de lechada (Slurry seal)
Tipos de Base		Materiales de Base	
Abreviación	Descripción	Abreviación	Descripción
AB	Base de Asfalto	CRS	Piedra chancada
AP	Pavimento de asfalto	NG	Grava natural
GB	Base granular	CS	Estabilizado con cemento
SB	Base estabilizada	LS	Estabilizado con cal
		TNA	Superficie delgada de asfalto
		FDA	Asfalto en toda la profundidad (full depth asphalt)



Tabla 6.3
Tipos Genéricos de Pavimentos Asfálticos en el HDM-4

Tipo de Superficie	Tipo de Base	Tipo de Pavimento	Descripción
AM	GB	AMGB	Mezcla asfáltica sobre base granular
AM	AB	AMAB	Mezcla asfáltica sobre base asfáltica (bitumen denso macadam)
AM	SB	AMSB	Mezcla asfáltica sobre base estabilizada
AM	AP	AMAP	Mezcla asfáltica sobre pavimento asfáltico
ST	GB	STGB	Tratamiento superficial sobre base granular
ST	AB	STAB	Tratamiento superficial sobre base asfáltica (bitumen denso macadam)
ST	SB	STSB	Tratamiento superficial sobre base estabilizada
ST	AP	STAP	Tratamiento superficial sobre pavimento asfáltico

Actualmente, no hay valores de coeficientes para diferenciar el desempeño de diferentes materiales de base, a todos los materiales de un tipo de base, se le asignan los mismos valores de coeficientes. Cada combinación de material de superficie y base resulta en un conjunto de valores de coeficientes asociados con el pavimento.

El mejoramiento del tipo de pavimento después de los trabajos de mantenimiento es un factor que también se toma en cuenta dentro del modelamiento del pavimento y es discutido con detalle en la parte denominada “*Efectos de los Trabajos sobre el camino*” (*Road Works Effects*) del HDM-4 . Estos mejoramientos son resumidos en la tabla 6.4.

Tabla 6.4
Tipo de Pavimento Reajustado Después de los Trabajos de Mantenimiento

Actividades realizadas	Tipo de Pavimento Existente							
	AMGB	AMSB	AMAB	AMAP	STGB	STSB	STAB	STAP
Trabajos de rutina	AMGB	AMSB	AMAB	AMAP	STGB	STSB	STAB	STAP
Tratamiento preventivo	AMGB	AMSB	AMAB	AMAP	STGB	STSB	STAB	STAP
Reseal	STAP	STAP / STSB (1)	STAP	STAP	STGB	STSB	STAB	STAP
Overlay	AMAP	AMAP / AMSB (1)	AMAP	AMAP	AMGB	AMSB	AMAB	AMAP
Inlay	AMGB	AMSB	AMAB	AMAP	STGB	STSB	STAB	STAP
Fresar y sustituir la capa superficial	** AP	** AP	** AP	** AP	N/A	** SB	** AB	** AP
Fresar y sustituir la base	** GB	** SB	** AB	** AP	** GB	** SB	** AB	** AP

Fuente: NDLI (1995)

Notas:



- 1 El tipo de pavimento dependerá del espesor crítico (I_{lmin}) de las superficies bituminosas existentes, esto es definido por el usuario en la configuración del IIDM-4.
- ** Indica dos variables (caracteres) y depende de las actividades o trabajos específicos (es decir de la operación)
- N/A No aplicable

6.4.2.- Principales Parámetros para el Modelamiento

- **El Clima y el Medioambiente**

El clima tiene un impacto significativo en la tasa del deterioro del camino. Factores climáticos importantes están relacionados a la temperatura, precipitación y a las condiciones de invierno. El HDM 4 presenta una clasificación para la humedad y para la temperatura, que son necesarios para definir la información climática y medioambiental. Estas se muestran en las tablas 6.5 y 6.6.

Tabla 6.5
Clasificación de la Humedad

Clasificación de la Humedad	Descripción	Índice de Humedad Thornthwaite	Precipitación Anual (mm)
Árido	Muy poca lluvia, alta evaporación	-100 a -61	< 300
Semi - Árido	Poca lluvia	-60 a -21	300 a 800
Sub - Húmedo	Lluvia moderada, o lluvia estacional fuerte	-20 a +19	800 a 1600
Húmedo	Lluvia estacional moderada calurosa	+20 a +100	1500 a 3000
Muy Húmedo	Intensa lluvia, o muchos días con lluvia	> 100	> 2400

Tabla 6.6
Clasificación de la Temperatura

Clasificación de la Temperatura	Descripción	Rango de Temperatura (° C)
Tropical	Temperaturas calurosas en un pequeño rango	20 a 35
Sub Tropical - Caliente	Temperaturas elevadas en el día y frescas en la noche, estación caliente- frío	-5 a 45
Sub Tropical - Fresco	Temperaturas moderadas en el día, inviernos frescos	-10 a 30
Templado - Fresco	Veranos calurosos, helada invernal poco profunda	-20 a 25
Templado - Helado	Verano fresco, helada invernal profunda	-40 a 20

- **Las Características Estructurales**

Estos incluyen medidas de la resistencia del pavimento, los espesores de las capas del pavimento, los tipos de material y la calidad de la construcción.



Los modelos requieren como datos de entrada los espesores de la nueva y antigua capa superficial bituminosa. Un pavimento original que no ha sido reforzado o recubierto desde su construcción o reconstrucción tiene una superficie nueva y no una antigua. Para un pavimento que ha sido reforzado o recubierto, se aplican las siguientes relaciones:

$$HSOLD_2 = HSNEW_1 + HSOLD_1 - MLLD \quad (6.25)$$

$$HSNEW_2 = \text{valor especificado por el usuario} \quad (6.26)$$

Donde:

HSOLD ₂ :	Espesor de la superficie antigua después de los trabajos (mm)
HSNEW ₁ :	Espesor de la más reciente superficie (mm)
HSOLD ₁ :	Espesor total de las anteriores capas subyacentes (mm)
MLLD:	Profundidad fresada (molida, triturada) (mm)
HSNEW ₂ :	Espesor de la nueva superficie después de los trabajos (mm). Este espesor es especificado por el usuario cuando será realizada una intervención.

También se requiere ingresar los datos de la condición del pavimento y de la condición de los drenes laterales en el inicio del primer año de análisis o del primer año después de la construcción. Las condiciones del pavimento al final del año de análisis (es decir, antes de los trabajos sobre el camino) se predicen como sigue:

$$[CONDITION]_b = [CONDITION]_a + \Delta[CONDITION] \quad (6.27)$$

$$[CONDITION]_{av} = 0.5([CONDITION]_a + [CONDITION]_b) \quad (6.28)$$

Donde:

[CONDITION] _b :	Condición al final del año
[CONDITION] _a :	Condición al inicio del año
Δ[CONDITION]:	Cambio en la condición durante el año
[CONDITION] _{av} :	Condición promedio en el año

La Resistencia del Pavimento

▪ El Número Estructural Ajustado

La resistencia del pavimento se caracteriza mediante el número estructural ajustado, SNP, (*Parkman y Rolt (1997)*). Éste se ha derivado del número estructural modificado que fue adoptado como la resistencia del pavimento descrita en HDM-III. El número estructural ajustado aplica un factor ponderado, que se reduce con el incremento de la profundidad, para las contribuciones de la sub base y la subrasante de tal manera que la resistencia del



pavimento para pavimentos profundos no se sobre estime (que era una preocupación con el uso del número estructural modificado). El SNP se define como:

$$SNP = SNBASU_s + SNSUBA_s + SNSUBG_s \quad (6.29)$$

$$SNBASU_s = 0.0394 \left(\sum_{i=1}^n a_{is} \cdot h_i \right) \quad (6.30)$$

$$SNSUBA_s = 0.0394 \left[\sum_{j=1}^m a_{js} \cdot \left[\left(\frac{b_0 \cdot \exp(-b_3 \cdot z_j)}{-b_3} + \frac{b_1 \cdot \exp(-(b_2 + b_3) \cdot z_j)}{(b_2 + b_3)} \right) - \left(\frac{b_0 \cdot \exp(-b_3 \cdot z_{j-1})}{-b_3} + \frac{b_1 \cdot \exp(-(b_2 + b_3) \cdot z_{j-1})}{(b_2 + b_3)} \right) \right] \right] \quad (6.31)$$

$$SNSUBG_s = [b_0 - b_1 \cdot \exp(-b_2 \cdot z_m)] \exp(-b_3 \cdot z_m) \left[3.51 \log_{10} CBR_s - 0.85 (\log_{10} CBR_s)^2 - 1.43 \right] \quad (6.32)$$

Donde:

- SNP_s: Número estructural ajustado del pavimento para la estación s
 SNBASU_s: Contribución de las capas de superficie y de base para la estación s
 SNSUBA_s: Contribución de la sub base o capas de relleno seleccionadas para la estación s
 SNSUBG_s: Contribución de la subrasante para la estación s
 n: Número de capas de base y superficie (i:1,2,...,n)
 a_{is}: Coeficiente de capa para la capa de base o superficie i para la estación s
 h_i: Espesor de la capa de base o superficie i (mm)
 m: Número de capas de sub base o relleno seleccionadas (j:1,2,...,m)
 z: Parámetro de profundidad medida desde el extremo superior de la sub base (parte inferior de la base) (mm)
 z_j: Profundidad a la capa inferior de la capa j (z₀=0) (mm)
 CBR_s: CBR in situ de la subrasante en la estación s
 Coeficiente de capa para la capa j de la sub base o relleno seleccionado para la estación s

b₀, b₁, b₂, b₃ Coeficientes

Los valores de los coeficientes b₀ a b₃ están dadas en la tabla 6.7 y los valores de los coeficientes de capa a_i y a_j están dadas en la tabla 6.8.



Tabla 6.7
Coefficientes del modelo del Número Estructural Ajustado

Tipo de Pavimento	b0	b1	b2	b3
Todos los tipos de Pavimento	1,6	0,6	0,008	0,0027

Tabla 6.8
Coefficientes de Resistencia de las capas del pavimento

Capa	Tipo de Capa	Condición	Coefficiente
Superficie	ST	Usualmente 0,2	$a_i = 0,20$ a $0,40$
	AM	$h_i < 30$ mm, escasa estabilidad y mezclas frías	$a_i = 0,20$
		$h_i > 30$ mm, MR 30 = 1500 MPa	$a_i = 0,30$
		$h_i > 30$ mm, MR 30 = 2500 MPa	$a_i = 0,40$
Base	GB	Valor predeterminado	$a_i = (29,14 \text{ CBR} - 0,1977 \text{ CBR}^2 + 0,00045 \text{ CBR}^3) 10^{-4}$
		CBR > 70, sub base cementada	$a_i = 1,6 (29,14 \text{ CBR} - 0,1977 \text{ CBR}^2 + 0,00045 \text{ CBR}^3) 10^{-4}$
		CBR < 60, Máx. Carga de eje > 80 kN	$a_i = 0$
	AB . AP	Grado denso con alta rigidez.	$a_i = 0,32$
	SB	Cal o cemento	$a_i = 0,075 + 0,039 \text{ UCS} - 0,00088 (\text{UCS})^2$
Sub - base		Granular	$a_j = -0,075 + 0,184 (\log 10 \text{ CBR}) - 0,0444 (\log 10 \text{ CBR})^2$
		UCS cementado > 0,7 Mpa	$a_j = 0,14$

Fuente: Watanatada et al (1987)

Notas:

- 1 La tabla reproduce la información de la fuente indicada, con excepción del coeficiente de la sub base granular.
- 2 Si el usuario cita un valor para una capa estabilizada (cal o cemento) el correspondiente coeficiente granular debe ser usado.
- 3 Resistencia a la compresión no confinada (UCS) es citada en MPa a 14 días.
- 4 MR₃₀ es el modulo resilente por la Prueba de tensión indirecta a 30 °C.
- 5 CBR es el California Bearing Ratio.

La ecuación 6.32 predice valores negativos cuando la contribución de la subrasante está debajo de un CBR = 3. Esto es distinto en HDM-III, estos valores se asignan igual a 0 lo cual reflejaba el impacto perjudicial de una subrasante débil en el comportamiento del pavimento.



▪ **El Efecto Estacional y El efecto del Drenaje**

e requiere introducir el valor del SNP de la estación seca y el periodo de la estación seca para que el promedio anual del SNP pueda ser empleado en los modelos de deterioro. También es requerida la relación del SNP de la estación húmeda/seca. Si sólo un valor del SNP de la estación está disponible entonces la siguiente relación (*Riley (1996)*) debe ser usada para calcular la relación del SNP de la estación húmeda/seca. Esta expresión sólo será usada para calcular la relación del SNP de la estación húmeda/seca para cada año del periodo de análisis tomando en cuenta los cambios en el factor de drenaje y la cantidad de agrietamiento.

$$f = K_f \cdot \left[1 - \frac{(1 - \exp(a_0 \cdot MMP))}{a_1} (a_2 + a_3 \cdot DF_a + a_4 \cdot ACRA_a) \right] \quad (6.33)$$

Donde:

- f: Relación del SNP_w/SNP_d
- SNP_w : SNP de la estación húmeda
- SNP_d : SNP de la estación seca
- MMP: Precipitación media mensual (mm/mes)
- DF_a : Factor de drenaje en el inicio del año de drenaje
- $ACRA_a$: Área total de agrietamiento en el año de análisis (% del área total del camino)
- K_f : Factor de calibración (se encuentra en un rango de 0.6 a 10)

Los valores predeterminados de los coeficientes a_0 hasta a_4 se muestran en la tabla 6.9

Tabla 6.9
Valores Predeterminados para el radio estacional del SNP

Coefficiente	a0	a1	a2	a3	a4
Valor predeterminado	-0,01	10	1	0,2	0,01

El factor de drenaje, DF, es una variable continua cuyo rango de valores se encuentra entre 1 (excelente) y 5 (muy pobre), dependiendo del tipo de drenaje (*Paterson (1998)*). Se requiere ingresar el tipo de drenaje (Ver la tabla 6.10) y la condición del drenaje (excelente, bueno, malo, pobre o muy pobre).



Tabla 6.10
Rango de valores sugerido para el factor de drenaje

Tipo de Drenaje	Condición de Drenaje	
	Excelente	Muy Pobre
	DF min.	DF máx.
Totalmente direccionado y conectado	1	3
Superficialmente direccionado	1	3
En forma de V y revestido	1	4
En forma de V y no revestido	1,5	5
Poco profundo y revestido	2	5
Poco profundo y no revestido	2	5
Sin drenaje – Pero requerido	3	5
Sin drenaje – No requerido	1	1

Tabla 6.11
Valores de los coeficientes predeterminados para el cálculo de la vida del drenaje

Tipo de Drenaje	Árido		Semi árido		Sub - Húmedo		Húmedo		Muy Húmedo	
	a0	a1	a0	a1	a0	a1	a0	a1	a0	a1
Totalmente direccionado y conectado	20	-0,0033	20	-0,0033	13	-0,0031	6	-0,0022	5	-0,0027
Superficialmente direccionado	20	-0,0033	15	-0,0031	8	-0,0017	5	-0,0027	4	-0,0033
En forma de V y revestido	20	-0,0033	15	-0,0031	10	-0,0027	6	-0,0022	4	-0,0033
En forma de V y no revestido	15	-0,0031	8	-0,0033	6	-0,0022	5	-0,0027	4	-0,0033
Poco profundo y revestido	15	-0,0031	6	-0,0022	5	-0,0027	4	-0,0033	3	-0,0022
Poco profundo y no revestido	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

Los valores de DF para las condiciones de drenaje bueno, malo y muy pobre se determinan por interpolación lineal entre estos valores.

En algunos casos habrá ausencia de drenajes. En situaciones donde se requiere un drenaje el rango de valores del DF está entre 3 y 5. Se recomienda un valor de 1 para el DF en situaciones donde el drenaje es innecesario.

Las condiciones de drenaje se deteriorarán a menos que ellos se mantengan bien, por ejemplo, a través del mantenimiento rutinario. El incremento anual en el DF debido al deterioro está dado por la ecuación 6.34 (el incremento del DF debido al mantenimiento, ΔDF_w es detallado en la parte “Efectos de los trabajos sobre el camino” en el *Manual de Referencia*).



La Calidad de la Construcción

Una pobre calidad en la construcción produce una gran variabilidad en las propiedades y en el desempeño de los materiales. El HDM-4 no proporciona un método de modelamiento según la clasificación del camino, sea este, bueno, malo o pobre, solo incluye un nivel medio de defectos de la construcción.

Las consolidaciones relativas de la base, sub base y las capas de sub rasante seleccionadas (COMP) son importantes en la densificación inicial de la profundidad de rodada. *Paterson (1987)* dio una ecuación para calcular el COMP, pero también se puede estimarlo en base a los valores de la tabla 6.13

Tabla 6.13
Valores Predeterminados para la Consolidación Relativa

Afectación	Consolidación Relativa COMP (%)
Afectación total en todas las capas	100
Afectación total en algunas capas	95
Afectación razonable en la mayoría de las capas	90
Afectación pobre en la mayoría de las capas	85

La iniciación (y en algunos casos la progresión) de ciertos daños se atribuye a problemas en la precisión del manejo de los materiales, la preparación o construcción y no a la resistencia del pavimento. En el HDM – III un código de calidad de construcción (CQ) fue usado en los modelos de inicio de grietas y del desgaste superficial. Sin embargo, en el HDM-4 los defectos en la calidad de la construcción se introducen a través de los siguientes indicadores:

- **CDS**; indicador de defectos en la construcción en superficies asfálticas.
- **CDB**; indicador de defectos en la construcción en la base

CDS es un factor que indica a nivel general el contenido de aglutinante y la rigidez relativas al diseño óptimo del material para la mezcla bituminosa específica. Éste es usado como un indicador para ilustrar si una superficie bituminosa es propensa al agrietamiento y al desgaste superficial (bajos valores de CDS) o si es propensa al ahuellamiento a través de la deformación plástica (altos valores de CDS).



CDS es una variable continua, generalmente el rango de valores se encuentra entre 0.5 y 1.5 tal como se muestra en la tabla 6.14. Valores intermedios son escogidos a criterio. Esto puede involucrar la parte de retro análisis para verificar que la deformación plástica y el agrietamiento estimado son válidos (Para mayor información ver la Calibración del HDM-4 en el Manual de Referencia).

Tabla 6.14
Selección del Indicador de Defectos en la Construcción para Superficies Bituminosas

Condición de la Superficie		CDS
Seco (Quebradizo)	Cerca al 10% debajo del diseño del contenido optimo de aglutinante	0,5
Normal	Contenido optimo de aglutinante	1,0
Abundante (suave)	Cerca al 10% arriba del diseño del contenido optimo de aglutinante	1,5

En el modelo del ahuecamiento (*potholing*), se usa el indicador de defectos de la construcción en la base (CDB), ésta es una variable continua cuyo rango está entre 0 (sin defectos) y 1.5 (con serios defectos). El tipo de defectos que deben ser considerados y el valor de CDB asignado se presenta en la tabla 6.15.

Tabla 6.15
Selección del Indicador de Defectos en la Construcción para la Base

Defecto en la Construcción	CDB
Pobre gradación del material	0,5
Pobre forma del agregado	0,5
Pobre compactación	0,5

6.4.3.- Indicadores del deterioro modelados en el HDM-4

Los indicadores de deterioro modelados en el HDM-4 son los siguientes:

- **Indicadores del daño superficial**

- Agrietamiento (*cracking*)
- Desgaste Superficial (*Ravelling*)
- Ahuecamiento (*Potholing*)
- Rotura en el borde (*Edge Break*)

Los tres primeros son modelados en dos etapas (iniciación y progresión). La fase de iniciación es el periodo antes del daño superficial de severidad desarrollada. La fase de



progresión se refiere al periodo durante el cual el área y la severidad del daño se incrementan. La rotura del borde es modelado sólo para su progreso continuo.

▪ **Indicadores de la deformación**

- Ahuellamiento (*Rutting*)
- Rugosidad (*roughness*)

Estos indicadores de deterioro son continuos, y son representados sólo por ecuaciones de progresión. Como ellos dependen en parte de los daños superficiales, éstos son calculados después que han sido calculados los daños superficiales en el año de análisis.

▪ **Indicadores de la textura superficial**

- Profundidad de la textura (*texture depth*)
- Resistencia al deslizamiento (*skid resistance*)

Los indicadores de la textura superficial son continuos, y así como los indicadores de la deformación, éstos son modelados sólo a través de su progresión.

6.4.3.1 Modelos de Agrietamiento

Este deterioro es medido como la suma de las áreas rectangulares que circunscriben el agrietamiento y se expresa como un porcentaje del área del camino. En el caso de grietas lineales se le asigna un ancho de 0.50 m.

Para el modelamiento se ha definido previamente lo siguiente:

Grietas Estrechas; son grietas interconectadas o lineales entre 1 a 3 mm de ancho (equivalente a la clase 2, definida por la AASHTO).

Grietas Anchas; son grietas interconectadas o lineales de 3 mm o más de ancho con desprendimiento (equivalente a la clase 4, definida por la AASHTO).

Todas las Grietas: incluye las grietas anchas y estrechas.

Además, se consideran dos tipos de agrietamiento:

- Agrietamiento Estructural
- Agrietamiento Térmico Transversal

Para cada tipo de agrietamiento, se han desarrollado relaciones para predecir el tiempo de iniciación y la razón de progresión del deterioro. Estas relaciones incluyen como una variable el indicador de defectos en la construcción (CDS)



1.- Modelos de Agrietamiento Estructural

En el agrietamiento estructural se consideran todas las grietas estructurales y las grietas estructurales anchas. Habiéndose desarrollado modelos basados en las relaciones del IIDM - III.

1.1.- Modelo de Inicio de Todas las Grietas Estructurales

El inicio de todas las grietas estructurales, depende de la base empleada.

- **Para una Base Estabilizada**

Si HSOLD = 0 (es decir, superficie original)

$$ICA = K_{cia} \left(CDS^2 \cdot a_0 \cdot \exp[a_1 \cdot HSE + a_2 \ln CMOD + a_3 \ln DEF + a_4 (YE4)(DEF)] + CRT \right) \quad (6.39)$$

Si HSOLD > 0 (es decir, recapados o resellados)

$$ICA = K_{cia} \left(CDS^2 \left[\begin{array}{l} (0.8KA + 0.2KW)(1 + 0.1HSE) + (1 - KA)(1 - KW)a_0 \\ \cdot \exp[a_1 HSE + a_2 \ln CMOD + a_3 \ln DEF + a_4 (YE4)(DEF)] \end{array} \right] + CRT \right) \quad (6.40)$$

- **Para Otras Bases**

Si HSOLD = 0 (es decir, superficie original)

$$ICA = K_{cia} \left(CDS^2 \cdot a_0 \cdot \exp \left[a_1 \cdot SNP + a_2 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] + CRT \right) \quad (6.41)$$

Si HSOLD > 0 (es decir, recubiertas o resellados)

- Para cualquier material superficial, excepto: CM, SL, y CAPE

$$ICA = K_{cia} \left[CDS^2 \left[\begin{array}{l} MAX \left(a_0 \cdot \exp \left[a_1 \cdot SNP + a_2 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] \right) \cdot MAX \left(1 - \frac{PCRW}{a_3}, 0 \right) \cdot a_4 \cdot HSNEW \end{array} \right] + CRT \right] \quad (6.42)$$

Para un material superficial tipo: CM, SL y CAPE



$$ICA = K_{cia} \left\{ CDS^2 \left[MAX \left(a_0 \cdot \exp \left[a_1 \cdot SNP + a_2 \cdot \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right], MAX \left(1 - \frac{PCRA}{a_3}, 0 \right), a_4 \right) \right] + CRT \right\} \quad (6.43)$$

1.2.- Modelo de Inicio de las Grietas Estructurales Anchas

$$ICW = K_{ciw} \cdot MAX \left[(a_0 + a_1 \cdot ICA), a_2 \cdot ICA \right] \quad (6.44)$$

Donde:

ICA:	Tiempo para el inicio de todas las grietas estructurales (años)
ICW:	Tiempo para el inicio de las grietas estructurales anchas (años)
CDS:	Indicador de defectos de construcción para superficies bituminosas
YE4:	Número de ejes equivalentes anual de ejes estándar (millones/carril)
SNP:	Promedio anual del número estructural ajustado del pavimento
DEF:	Deflexión media de la Viga Bekelman de ambas huellas de la rueda. (mm)
CMOD:	Modulo resiliente de suelo cemento (GPa) (en el rango de 0 a 30 GPa para la mayoría de suelos)
HSNEW:	Espesor del más reciente revestimiento (mm)
HSOLD:	Espesor total de las capas de revestimiento subyacentes (mm)
PCRA:	Area de todas las grietas estructurales antes del último resellado o recapado (% de área total del camino)
PCRW:	Área de grietas estructurales anchas antes del último resellado o recapado (% de área total de camino)
KW:	MIN [0.05 MAX (PCRW – 10,0) ,1]
KA:	MIN [0.05 MAX (PCRA – 10,0) ,1]
HSE:	MIN [100, HSNEW + (1-KW) HSOLD]
K _{cia} :	Factor de calibración para el inicio de todas las grietas estructurales
K _{ciw} :	Factor de calibración para el inicio de las grietas estructurales anchas
CRT:	Retardo del agrietamiento debido al mantenimiento (años)

Los valores por defecto de los coeficientes $a_0 - a_4$ para el inicio de todas las grietas estructurales se muestran en la tabla 6.16, y los coeficientes $a_0 - a_2$ para el inicio de las grietas estructurales anchas en la tabla 6.17.



Tabla 6.16
Valores de los Coeficientes Predeterminados para los
Modelos de inicio de todas las grietas estructurales

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor del HSOLD	Equ (n)	a0	a1	a2	a3	a4
AMGB	Todos	0	6,41	4,21	0,14	-17,1		
	Todos excepto CM	> 0	6,42	4,21	0,14	-17,1	30	0,025
	CM	> 0	6,43	13,2	0	-20,7	20	1,4
AMAB	Todos	0	6,41	4,21	0,14	-17,1		
		> 0	6,42	4,21	0,14	-17,1	30	0,025
AMAP	Todos	> 0	6,42	4,21	0,14	-17,1	30	0,025
AMSB	Todos	0	6,39	1,12	0,035	0,371	-0,418	-2,87
		> 0	6,40	1,12	0,035	0,371	-0,418	-2,87
STGB	Todos	0	6,41	13,2	0	-20,7		
	Todos excepto SL, CAPE	> 0	6,42	13,2	0	-20,7	20	0,22
	SL, CAPE	> 0	6,43	13,2	0	-20,7	20	1,4
STAB	Todos	0	6,41	13,2	0	-20,7		
	Todos excepto SL, CAPE	> 0	6,42	4,21	0,14	-17,1	20	0,12
	SL, CAPE	> 0	6,42	4,21	0,14	-17,1	30	0,025
STAP	Todos	> 0	6,42	4,21	0,14	-17,1	20	0,12
STSB	Todos	0	6,39	1,12	0,035	0,371	-0,418	-2,87
		> 0	6,40	1,12	0,035	0,371	-0,418	-2,87

Tabla 6.17
Valores de los Coeficientes Predeterminados para los
Modelos de inicio de las grietas estructurales anchas

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor de HSOLD	a0	a1	a2
AMGB	Todos	0	2,46	0,93	0
	Todos excepto CM	> 0	2,04	0,98	0
	CM	> 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 SL, CAPE	> 0	1,85	1,00	0
	SL, CAPE	> 0	0,70	1,65	0
STAB	Todos	0	2,66	0,88	1,16
	Todos excepto SL, CAPE	> 0	1,85	1,00	0
	SL, CAPE	> 0	2,04	0,98	0
STAP	Todos	> 0	1,85	1,00	0
STSB	Todos	0	1,46	0,98	0
		> 0	0	1,78	0



El tiempo de retardo del agrietamiento (CRT) debido al tratamiento preventivo se obtiene como sigue:

$$CRT_{aw} = MIN\left(CRT_{hw} + \frac{CRM}{YXK}, \frac{CRTMAX}{YXK}, 8\right)$$

$$YXK = MAX(0.1, YAX)$$

Donde:

CRT_{aw}: Tiempo de retardo del agrietamiento después del tratamiento preventivo (años)

CRT_{bw}: Tiempo de retardo del agrietamiento antes del tratamiento preventivo (años)

CRM: Cambio en el retardo del agrietamiento debido al tratamiento preventivo

CRTMAX: Limite máximo en el valor del tiempo de retardo del agrietamiento

YAX: Número de ejes anual de todos los tipos de vehículos (millones por carril)

Los valores predeterminados para CRM y CRTMAX para las actividades de renovación o rejuvenecimiento y el sellado niebla se muestran en las tablas 6.18 y 6.19 respectivamente:

Tabla 6.18.- Parámetros del modelo para el rejuvenecimiento

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor de 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

Fuente: Watanatada et al (1987)



Tabla 6.19.- Parámetros del modelo para sello niebla

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor de 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

Fuente: Watanatada et al (1987)

1.3.- Progresión de Todas las Grietas Estructurales

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

$$dACA = K_{cpa} \left(\frac{CRP}{CDS} \right) Z_A \left[\left(Z_A \cdot a_0 \cdot a_1 \cdot \delta t_A + SCA^{a_1} \right)^{1/a_1} - SCA \right] \quad (6.45)$$

La progresión de todas las grietas estructurales comienza cuando $\delta t_A > 0$ ó $ACA_a > 0$

Donde:

Si $ACA_a > 0$ $\delta t_A = 1$ De lo contrario $\delta t_A = \text{MAX} \{0, \text{MIN} [(AGE2-ICA), 1]\}$

Si $ACA_a \geq 50$ Entonces $Z_A = -1$ De lo contrario $Z_A = 1$

$$ACA_a = \text{MAX}(ACA_a, 0.5) \quad (6.46)$$

$$SCA = \text{MIN}(ACA_a, (100 - ACA_a))$$

$$Y = a_0 \cdot a_1 \cdot Z_A \delta t_A + SCA^{a_1} \quad (6.47)$$

- Si $Y < 0$

Entonces:

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot (100 - ACA_a) \quad (6.48)$$



- Si $Y > 0$

Entonces:

$$dACA = K_{cpa} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot Z_A \cdot (Y^{1/a_1} - SCA) \quad (6.49)$$

- Si $ACA_a \leq 50$ y $ACA_a + dACA > 50$

Entonces:

$$c_1 = MAX \left[2 \cdot (50^{a_1}) - SCA^{a_1} - a_0 \cdot a_1 \cdot \delta_A, 0 \right] \quad (6.50)$$

$$dACA = K_{cpa} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot (100 - c_1^{1/a_1} - ACA_a) \quad (6.51)$$

1.4.- Progresión de las Grietas Estructurales Anchas

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

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left(\frac{CRP}{CDS} \right) \cdot Z_w \cdot \left[(Z_w \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot \delta_w + SCW^{a_1})^{1/a_1} - SCW \right] \quad (6.52)$$

Donde:

$$dACW = MIN [ACA_a + dACA - ACW_a, dACW] \quad (6.53)$$

La progresión de las grietas estructurales anchas comienza cuando $\delta_w > 0$ ó $ACW_a > 0$

Donde:

Si $ACW_a > 0$ $\delta_w = 1$ De lo contrario $\delta_w = MAX \{0, MIN [(AGE2-ICW), 1]\}$

El inicio de las grietas estructurales anchas se restringe para que no comience antes de que el área de todas las grietas estructurales (ACA_a) exceda el 5%, de la siguiente manera:

Se considera $\delta_w = 0$, si: $ACA_a \leq 5$ y $ACW_a \leq 0.5$ y $\delta_w > 0$

Si el parchado (*patching*) de las grietas estructurales anchas se realiza el año anterior al del análisis, reduciendo el área de las grietas estructurales anchas debajo de 1%, pero con el área de todas las grietas estructurales permaneciendo encima del 11% al término del año de



análisis actual (es decir, $ACW_a < 1$ y $ACA_a > 11$), entonces se asume una razón de progresión de las grietas estructurales anchas para no empezar con una razón inicial baja, con una razón superior, similar a la razón antes del parchado.

En esta situación se define un valor temporal (ACW_{temp}) para el área de las grietas estructurales anchas igual a 5% menos que ACA_a , es decir:

$$ACW_{temp} = ACA_a - 5, \text{ si } ACW_a \leq 1 \text{ y } ACA_a > 11$$

Después este valor es usado como el valor temporal de ACW_a para el cálculo de $dACW$ en éste año de análisis.

$dACW$ es calculado cada año de análisis de la siguiente forma:

Si $ACW_a \geq 50$ Entonces $Z_w = -1$ De lo contrario $Z_w = 1$

$$ACW_a = MAX(ACW_a, 0.5) \quad (6.54)$$

$$SCW = MIN[ACW_a, 100 - ACW_a] \quad (6.55)$$

$$Y = a_2 \cdot a_3 \cdot Z_w \cdot \delta_w + SCW^{a_3} \quad (6.56)$$

- Si $Y < 0$

Entonces:

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot MIN[(ACA_a + dACA - ACW_a), (100 - ACW_a)] \quad (6.57)$$

- Si $Y \geq 0$

Entonces:

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot MIN[(ACA_a + dACA - ACW_a), Z_w \cdot (Y^{1/a_3} - SCW)] \quad (6.58)$$

- Si $ACW_a \leq 50$ y $ACW_a + dACW > 50$

Entonces:

$$c_1 = MAX[(2 \cdot (50^{a_3}) - SCW^{a_3} - a_2 \cdot a_3 \cdot \delta_w), 0] \quad (6.59)$$

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot MIN[(ACA_a + dACA - ACW_a), (100 - c_1^{1/a_3} - ACW_a)] \quad (6.60)$$

Donde:



dACA:	Incremento en el área de todas las grietas estructurales durante el año de análisis (% del área total del camino)
dACW:	Incremento en el área de las grietas estructurales anchas durante el año de análisis (% del área total de camino)
ACA _a :	Área de todas las grietas estructurales en el inicio del año de análisis
ACW _a :	Área de las grietas estructurales anchas en el inicio del año de análisis
δt _A :	Fracción del año de análisis en el que se da la progresión de todas las grietas estructurales
δt _w :	Fracción del año de análisis en el que se da la progresión de las grietas estructurales anchas
AGE2:	Edad de la superficie del pavimento desde el último recapado o resellado, reconstrucción o nueva construcción (años)
ICA:	Tiempo de inicio de todas las grietas estructurales (años)
ICW:	Tiempo de inicio de las grietas estructurales anchas (años)
K _{cpa} :	Factor de calibración para la progresión de todas las grietas estructurales
K _{cpw} :	Factor de calibración para la progresión de las grietas estructurales anchas
CRP:	Retardo de la progresión del agrietamiento debido al tratamiento preventivo, dada por $CRP = 1 - 0.12 CRT$

Los valores predeterminados de los coeficientes $a_0 - a_3$ para la progresión de todas las grietas estructurales y para las grietas estructurales anchas se muestran en la tabla 6.20.

Tabla 6.20
Valores de los Coeficientes Predeterminados para la Progresión de todas las grietas estructurales y para las grietas estructurales anchas

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor de HSOLD	Grietas totales		Grietas anchas	
			a0	a1	a2	a3
AMGB	Todos	0	1,84	0,45	2,94	0,56
	Todos excepto CM	> 0	1,07	0,28	2,58	0,45
	CM	> 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
		> 0	2,41	0,34	3,40	0,35
STAB	Todos	0	1,76	0,32	2,50	0,25
	Todos excepto SL, CAPE	> 0	2,41	0,34	3,40	0,35
	SL, CAPE	> 0	1,07	0,28	2,58	0,45
STAP	Todos	> 0	2,41	0,34	3,40	0,35
STSB	Todos	0	2,13	0,35	3,67	0,38
		> 0	2,41	0,34	3,40	0,35



2.- Modelos de Agrietamiento Transversal Térmico

El agrietamiento transversal térmico es modelado como una intensidad de agrietamiento expresado en términos del número de grietas por kilómetro. Se usa un coeficiente de agrietamiento térmico (CCT) como una variable para predecir el tiempo de iniciación del agrietamiento transversal para varias zonas climáticas.

En la tabla 6.21 se presentan valores propuestos para el CCT y para el número máximo de grietas térmicas (NCT_{eq}) por kilómetro de camino.

Tabla 6.21
Valores Propuestos de CCT y NCT_{eq}

Clasificación de Humedad	Coeficiente de Agrietamiento Térmico (CCT)				
	Tropical	Sub Tropical Caliente	Sub Tropical Fresca	Temperatura Fresca	Temperatura Helada
Árido	500	5	500	500	2
Semi árido	500	8	500	500	2
Sub Húmedo	500	500	500	500	1
Húmedo	500	500	500	500	1
Muy Húmedo	500	500	500		
NCT_{eq}	0	200	0	0	400

2.1 Modelo de Inicio del Agrietamiento Transversal Térmico

- Si $HSOLD = 0$ (es decir, superficie original)

$$ICT = K_{crit} \cdot MAX(1, CDS^3 \cdot CCT) \quad (6.61)$$

- Si $HSOLD > 0$ (es decir, recapado o resellado)

$$ICT = K_{crit} \cdot CDS^3 \cdot (CCT + a_0 + a_1 \cdot HSNEW) \quad (6.62)$$

2.2 Modelo de Progresión del Agrietamiento Transversal Térmico

La progresión del agrietamiento transversal térmico comienza cuando $\delta t_T > 0$

Donde:

$$\delta t_T = MAX[0, MIN(AGE2 - ICT, 1)] > 0 \quad (6.63)$$

- Si $HSOLD = 0$ (es decir, superficie original)



$$dNCT = K_{cpi} \cdot \left[\frac{1}{CDS} \right] \cdot \text{MAX} \left(0, \text{MIN} \left[NCT_{eq} - NCT_a, \frac{NCT_{eq}}{ICT} \right] \right) \cdot \delta_T \quad (6.64)$$

- Si **HSOLD > 0** (es decir, recapado o resellado)

$$dNCT = K_{cpi} \cdot \left[\frac{1}{CDS} \right] \cdot \text{MIN} \left[\begin{array}{l} NCT_{eq} - NCT_a, \\ \text{MAX} \left(\text{MIN} [a_2 \cdot PNCT, PNCT - NCT_a], \frac{NCT_{eq}}{ICT}, 0 \right) \end{array} \right] \cdot \delta_T \quad (6.65)$$

El área del agrietamiento transversal térmico esta dada por:

$$dACT = \frac{dNCT}{20} \quad (6.66)$$

Donde:

- ICT: Tiempo de inicio del agrietamiento térmico transversal (años)
dNCT: Incremento en el número de grietas trasversales térmicas durante el año de análisis (nº/km)
CDS: Indicador de defectos de construcción para superficies bituminosas
dACT: Incremento en el área de las grietas trasversales térmicas durante el año de análisis (% del área total del camino)
CCT: Coeficiente de agrietamiento térmico (ver tabla 6.21)
PNCT: Número de grietas trasversales térmicas antes del último recapado o resellado (nº/km)
NCT_a: Número de grietas trasversales térmicas (reflejadas) al comienzo del año de análisis (nº/km)
NCT_{eq}: Número máximo de grietas térmicas (nº/km) (ver tabla 6.21)
HSNEW: Espesor de la más reciente superficie (mm)
K_{cit}: Factor de calibración para el inicio del agrietamiento transversal térmico
K_{cpi}: Factor de calibración para la progresión del agrietamiento transversal térmico

Los valores predeterminados para los coeficientes $a_0 - a_2$ de los modelos de iniciación y progresión del agrietamiento transversal térmico están dadas en la tabla 6.22.

Tabla 6.22
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el Agrietamiento Transversal Térmico

Tipo de Pavimento	Valor de HSOLD	Iniciación		Progresión
		a0	a1	a2
Todos los tipos de pavimento	> 0	-1,00	0,02	0,25



3.- Area Total de Agrietamiento

Los modelos de agrietamiento predicen el área de todas las grietas estructurales y el área de las grietas estructurales anchas (ACA y ACW respectivamente) y el área del agrietamiento transversal térmico (ACT). Además en otros modelos de deterioro se requiere conocer las áreas de agrietamiento (ACA, ACW o ACT).

3.1 Area de incidencia del agrietamiento

El área de incidencia del agrietamiento es el promedio ponderado del área de todas las grietas estructurales y el área de las grietas estructurales anchas, definido por *Paterson (1987)* como sigue:

$$ACX = 0.62ACA + 0.39ACW \quad (6.67)$$

Donde:

ACX: Área de incidencia del agrietamiento (% del área total del camino)
ACA: Área de todas las grietas estructurales (% del área total del camino)
ACW: Área de las grietas estructurales anchas (% del área total del camino)

3.2 Area total de agrietamiento

El área total de agrietamiento combina el agrietamiento estructural y el agrietamiento transversal térmico y es definido como sigue:

$$ACRA = ACA + ACT \quad (6.68)$$

Donde:

ACRA: Área total de camino agrietado (% del área total del camino)
ACA: Área de todas las grietas estructurales (% del área total del camino)
ACT: Área de agrietamiento transversal térmico (% del área total del camino)

3.4.3.2 Modelos del desgaste superficial

El desgaste superficial denominado también pérdida de áridos y conocido en inglés como *ravelling* es modelado en el HDM-4, teniendo como una de sus variable al indicador de defectos en la construcción para superficies bituminosas (CDS).

1.- Modelo del Inicio del Desgaste Superficial

El inicio del desgaste superficial esta dada por:

$$IRV = K_w \cdot CDS^2 \cdot a_0 \cdot RRF \cdot \exp(a_1 \cdot YAX) \quad (6.69)$$

Donde:



- IRV: Tiempo para inicio del desgaste superficial (años)
 CDS: Indicador de defectos de la construcción para superficies bituminosas
 YAX: Número anual de ejes de todos los tipos de vehículos motorizados en el año de análisis (millones/carril)
 K_{ri} : Factor de calibración para el inicio del desgaste superficial
 RRF: Factor de retardo del desgaste debido al mantenimiento

Los valores predeterminados de los coeficientes $a_0 - a_1$ para el modelo de inicio del desgaste superficial esta dada en la tabla 6.23.

Tabla 6.23

Valores de los Coeficientes Predeterminados para el Modelo de Inicio del Desgaste Superficial

Tipo de Superficie	Material de Superficie	a0	a1
AM	Todos excepto CM	100	-0,156
	CM	8	-0,156
ST	Todos excepto SL, CAPE	10,5	-0,156
	SL, CAPE	14,1	-0,156

El Factor de retardo del desgaste superficial (RRF) debido al tratamiento preventivo se obtiene como sigue:

- Para el tipo de superficie AM:

$$RRF_{aw} = 1.0$$

- Para el tipo de superficie ST:

$$RRF_{aw} = MIN(RRF_{bw} \cdot RRM, RRFMAX)$$

Donde:

- RRF_{aw}: Factor de retardo del desgaste después del tratamiento preventivo
 RRF_{bw}: Factor de retardo del desgaste antes del tratamiento preventivo
 RRM: Cambio en el factor de retardo del desgaste debido al tratamiento preventivo
 RRFMAX: Limite máximo en el valor del factor de retardo del desgaste superficial

Los valores predeterminados para RRM y RRFMAX para las actividades de renovación o rejuvenecimiento y el sellado niebla se muestran en las tablas 6.24 y 6.25 respectivamente:



Tabla 6.24.- Parámetros del modelo para el rejuvenecimiento

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor de HSOLD	RRM	RRFMAX
AMGB	todos	0	1.15	2.0
	todos, excepto CM	> 0	1.15	2.0
	CM	> 0	1.15	2.0
AMAB	todos		1.15	2.0
AMAP	todos		1.15	2.0
AMSB	todos		1.15	2.0
STGB	todos	0	1.15	2.0
		> 0	1.15	2.0
STAB	todos	0	1.15	2.0
STAP	todos		1.15	2.0
STSB	todos		1.15	2.0

Fuente: Watanatada et al (1987)

Tabla 6.25.- Parámetros del modelo para el sello niebla

Tipo de Pavimento	Material de Superficie	Valor de HSOLD	RRM	RRFMAX
AMGB	todos	0	1.3	3.0
	todos, excepto CM	> 0	1.3	3.0
	CM	> 0	1.3	3.0
AMAB	todos		1.3	3.0
AMAP	todos		1.3	3.0
AMSB	todos		1.3	3.0
STGB	todos	0	1.3	3.0
		> 0	1.3	3.0
STAB	todos	0	1.3	3.0
STAP	todos		1.3	3.0
STSB	todos		1.3	3.0

Fuente: Watanatada et al (1987)

2.- Modelo de Progresión del Desgaste Superficial

La forma general del modelo de progresión del desgaste superficial esta dada, por la siguiente expresión:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] \cdot Z \cdot \left[\left(Z \cdot a_0 \cdot a_1 \cdot \delta_t + SRV^{a_1} \right)^{1/a_1} - SRV \right] \quad (6.70)$$

La progresión del desgaste superficial comienza cuando $\delta_t > 0$ o $ARV_a > 0$

Donde:

Si $ARV_a > 0$ $\delta_t = 1$ De otra manera $\delta_t = \text{MAX} \{0, \text{MIN}[(\text{AGE2}-\text{IRV}), 1]\}$

Si $ARV_a \geq 50$ Entonces: $z = -1$
De lo contrario: $z = 1$



$$ARV_a = \text{MAX} (ARV_a, 0.5)$$

$$SRV = \text{MIN} [ARV_a, (100 - ARV_a)]$$

$$Y = [a_0 \cdot a_1 \cdot Z \cdot \delta_v + SRV^{a_1}] \quad (6.71)$$

- Si $Y < 0$

Entonces:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] \cdot (100 - ARV_a) \quad (6.72)$$

- Si $Y \geq 0$

Entonces:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] \cdot Z \cdot (Y^{1/a_1} - SRV) \quad (6.73)$$

- Si $ARV_a \leq 50$ y $ARV_a + dARV > 50$

Entonces:

$$c_1 = \text{MAX} \left[\left(2 \cdot (50^{a_1}) - SRV^{a_1} - a_0 \cdot a_1 \cdot \delta_v \right), 0 \right] \quad (6.74)$$

y:

$$dARV = \left[\frac{K_{vp}}{RRF} \right] \left[\frac{1}{CDS^2} \right] \cdot (100 - c_1^{1/a_1} - ARV_a) \quad (6.75)$$

Donde:

dARV:	Incremento del área del desgaste superficial durante el año de análisis (% del área total del camino)
ARV _a :	Área del desgaste superficial al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
δt _v :	Fracción del año de análisis en el que se da la progresión del desgaste superficial
AGE2:	Edad de la superficie del pavimento desde el último recapado resellado, reconstrucción o nueva construcción (años)
K _{vp} :	Factor de calibración para la progresión del desgaste superficial
IRV:	Tiempo para el inicio del desgaste superficial (años)

Los otros parámetros fueron definidos en el modelo de inicio del desgaste superficial.

Los valores propuestos de los coeficientes para el modelo de la progresión de la pérdida de áridos están dados en la tabla 6.26.



Tabla 6.26
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el
Modelo de la Progresión del desgaste superficial

Tipo de Pavimento	a0	a1
Todos los tipos de pavimento	4,43	0,352

3.4.3.3 Modelos de ahuecamiento

El modelo de huecos denominado por algunos baches y conocido en inglés como *potholing* usa como una de sus variables, el indicador de defectos en la construcción para la base (CDB). En los modelos, los baches son expresado en términos del número de huecos (*potholes*) de tamaño estándar (0.1 m²). Se asume que el volumen de cada hueco de tamaño estándar es 10 lt (es decir, 100 mm de profundidad). Las relaciones para el inicio y la progresión de los huecos han sido modificadas de las desarrolladas por *NDLI (1995)* y (*Riley (1996b)*).

1.- Modelo de Inicio de Huecos

El inicio de los huecos debido al agrietamiento se produce sólo cuando el área de las grietas estructurales anchas (ACW) excede el 20%. Mientras que el inicio de los huecos debido al desgaste superficial se produce cuando éste (ARV) excede el 30%.

$$IPT = K_{pi} \cdot a_0 \left[\frac{1 + a_1 \cdot HS}{(1 + a_2 \cdot CDB)(1 + a_3 \cdot YAX)(1 + a_4 \cdot MMP)} \right] \quad (6.76)$$

Donde:

- IPT: Tiempo entre el inicio del agrietamiento estructural o el desgaste superficial y el inicio de los huecos (años)
- HS: Espesor total de la superficie bituminosa (mm)
- CDB: Indicador de defectos en la construcción para la base
- YAX: Número anual de ejes de todos los tipos de vehículos motorizados en el año de análisis (millones/carril)
- MMP: Precipitación media mensual (mm/mes)
- K_{pi}: Factor de calibración para inicio de los huecos

Los valores de IPT se calculan por separado, para los huecos debido al agrietamiento y para el debido al desgaste superficial. La separación entre estos dos mecanismos se mantiene en el análisis de la progresión de los huecos, modelándose los huecos debido al agrietamiento, al desgaste superficial y al agrandamiento de los huecos existentes.



Tabla 6.27
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el Modelo de inicio de los huecos

Causa del Inicio de los Baches	Tipo de Pavimento	a0	a1	a2	a3	a4
Agrietamiento	Todos los tipos de pavimentos	2,00	0,05	1,00	0,50	0,01
Perdida de áridos	Todos los tipos de pavimentos	2,00	0,05	1,00	0,50	0,01

2.- Progresión de los Huecos

La progresión de los huecos se produce debido al agrietamiento estructural, al desgaste superficial, y al agrandamiento de los huecos existentes. El incremento del número de huecos debido a cada uno de estos tres tipos de deterioro se calcula con la siguiente expresión:

$$dNPT_i = K_{pp} \cdot a_0 \cdot ADIS_i \cdot \left[\frac{(1 + a_1 \cdot CDB)(1 + a_2 \cdot YAX)(1 + a_3 \cdot MMP)}{1 + a_4 \cdot HS} \right] \quad (6.77)$$

El incremento total del número de huecos por kilómetro de longitud del camino está dado por:

$$dNPT = \sum_{i=1}^3 dNPT_i \quad (6.78)$$

Donde:

dNPT_i: Número adicional de huecos por kilómetro debido al tipo de daño i (agrietamiento estructural, desgaste superficial, agrandamiento de huecos) durante el año de análisis

ADIS_i: Porcentaje del área de las grietas estructurales anchas al comienzo del año de análisis, o porcentaje del área del desgaste superficial al comienzo del año de análisis, o número de huecos existentes por kilómetro en el inicio del año de análisis

dNPT: Número total de huecos adicionales por kilómetro durante el año de análisis

K_{pp}: Factor de calibración para la progresión de los huecos

Los otros parámetros fueron definidos anteriormente.

Los valores de los coeficientes predeterminados para el modelo de la progresión de los huecos se muestran en la tabla 6.28.



Tabla 6.28
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el Modelo de la Progresión de los huecos

Causa del Inicio de los Baches	Tipo de Pavimento	a0	a1	a2	a3	a4
Agrietamiento	Todos los tipos de pavimentos	1,00	1,00	10,0	0,005	0,08
Desgaste Superficial	Todos los tipos de pavimentos	0,20	1,00	10,0	0,005	0,08
Agrandamiento	Todos los tipos de pavimentos	0,07	1,00	10,0	0,005	0,08

6.4.3.4 Modelo de falla de borde

La magnitud para la falla de borde (*edge-break*) que se proporciona como dato de entrada en el modelo, y su correspondiente salida, será en metros cuadrados por kilómetro, y no en metros cúbicos por kilómetro. El valor en metros cuadrados es multiplicado internamente por la variable ESTEP para obtener el volumen de falla de borde en metros cúbicos para el modelamiento correspondiente.

El modelo de falla de borde predice este deterioro para caminos con un ancho menor a un ancho máximo del camino (CW_{\max}) definido por el usuario. El valor por defecto de CW_{\max} es de 7.2 m., con un limite superior de 7.5 m. (es decir, no se predice la falla de borde para caminos con un ancho superior a 7.5 m).

El modelo de la falla de borde es el siguiente:

$$dVEB = K_{eb} \cdot a_0 \cdot PSH \cdot (AADT)^2 \cdot ESTEP \cdot (S)^{a_1} \left[a_2 + \frac{MMP}{1000} \right] \cdot 10^{-6} \quad (6.79)$$

y:

$$PSH = MAX \left(MIN \left[MAX \left(a_3 + a_4 \cdot CW, \frac{CW_{\max} - CW}{a_5} \right), 1 \right], 0 \right) \quad (6.80)$$

Donde:

- dVEB: Pérdida anual del material de borde (m³/km)
- PSH: Proporción de tiempo usando bermas
- AADT: Promedio anual de tráfico diario (veh/día)
- ESTEP: Diferencia de elevación entre el pavimento y la berma (mm)
- MMP: Precipitación media mensual (mm/mes)
- S: Promedio de la velocidad de tráfico (km/hr)
- CW: Ancho del camino (metros)
- CW_{\max} : Máximo ancho del camino definido por el usuario para la ocurrencia de la falla de borde (metros) (por defecto = 7.2 m, máximo = 7.5 m)
- Ke_b: Factor de calibración para la progresión de la falla de borde



Los valores propuestos de los coeficientes predeterminados para el modelo de la falla de borde están dados en la tabla 6.29.

Tabla 6.29
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el Modelo de la Progresión de la falla de borde

Tipo de Pavimento	a0	a1	a2	a3	a4	a5
AMGB	50	-1	0,2	2,65	-0,425	10
AMAB AMSB, AMAP	25	-1	0,2	2,65	-0,425	10
STGB	75	-1	0,2	2,65	-0,425	10
STAB, STSB, STAP	50	-1	0,2	2,65	-0,425	10

6.4.3.5 Cálculo del área superficial dañada y no dañada

En el modelamiento del deterioro del pavimento, es importante asegurarse que la suma del área dañada y el área no dañada sea igual al 100%, en un determinado año de análisis. El área total de la superficie del camino estará compuesto por:

- **Fallas de borde**
- **Huecos**
- **Grietas**
- **Desgaste Superficial**
- **Area sin daño**; es el área de la superficie original del camino que aún se encuentra en buenas condiciones desde su última intervención y el área que ha sido reparada.

1.- Asunciones

A continuación se describe el procedimiento para determinar el valor del daño al final del año de análisis (*Odoki (1998)*).

Para los propósitos del modelamiento, los tipos de deterioro mencionados anteriormente necesitan ser convertidos a una área superficial equivalente y se asume que éstos son mutuamente excluyentes (diferentes). Por consiguiente, la suma de las áreas con fallas de borde, huecos, grietas, desgaste superficial y el área no dañada es igual al 100%. Al idear un procedimiento que satisfaga esta condición se ha establecido las siguientes asunciones:

- El agrietamiento se desarrolla primero a partir del área no dañada. Además un superficie agrietada puede desarrollar huecos, pero no puede desarrollar el desgaste superficial.
- El desgaste superficial sólo puede desarrollarse a partir de una superficie no dañada. Después de que una área tiene desgaste superficial ésta puede agrietarse, en esta etapa se



reclasifica el desgaste superficial por agrietamiento, ya que se considera que el agrietamiento es más severo que el desgaste superficial (esto no significa que las áreas con desgaste superficial desaparezcan físicamente).

- Los huecos sólo pueden desarrollarse a partir de áreas agrietadas, con desgaste superficial o a partir de áreas no dañadas (como lo reflejan las formulas para el cálculo del incremento del número de huecos), y a menos que sea reparada, una área con huecos no puede desarrollar grietas o desgaste superficial.
- Se define un limite superior del 10% para el área con huecos. Ya que por encima de este nivel el pavimento llega a ser definido como pobre y la función de rugosidad no es válida.
- La falla de borde sólo puede desarrollarse a partir de áreas agrietadas, con desgaste superficial o a partir de áreas no dañadas y a menos que sea reparada, una área con falla de borde no puede desarrollar huecos, grietas o desgaste superficial.
- Se define un limite superior de 18% para el área con fallas de borde. El valor superior de 18% se basa en la asunción de que la falla de borde no se extenderá a más de 0.5 m desde borde de un pavimento de 5.5 m de ancho.

2.- Valores del deterioro al final del año de análisis

Las asunciones anteriores priman las relaciones presentadas a continuación para el cálculo de las áreas dañadas al final de cada año de análisis y antes de alguna intervención sobre el camino.

2.1.- Falla de borde

$$AVEB_b = \text{MIN}[18, (AVEB_a + dAVEB)] \quad (6.81)$$

Donde:

- AVEB_b: Área con fallas de borde al final del año de análisis (% del área total del camino)
- AVEB_a: Área con fallas de borde al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
- dAVEB: Incremento sin ajustar del área con fallas de borde durante el año de análisis (% del área total del camino)

La ecuación 6.81 requiere que el volumen de fallas de borde, VEB, se convierta en una área con fallas de borde expresada como un porcentaje del área total del camino. Lo cual se obtiene de la siguiente manera:



$$AVEB = \frac{100.VEB}{(CW).ESTEP} \quad (6.82)$$

Donde:

- AVEB: Área con fallas de borde (% del área total del camino)
 VEB: Volumen de fallas de borde por km. (m³/Km)
 ESTEP: Elevación media entre el camino y la berma, (mm) (por defecto = 10)
 CW: Ancho del camino (m)

De esta manera, sustituyendo VEB en la ecuación 6.82 con VEB_a se obtiene el valor de AVEB_a, y sustituyendo VEB con dVEB, se obtiene el valor de dAVEB;

Donde:

- VEB_a: Volumen de fallas de borde por kilómetro al comienzo del año de análisis (m³/km)
 dVEB: Incremento sin ajustar del volumen de fallas de borde por kilómetro durante el año de análisis (m³/km)

2.2.- Huecos

$$APOT_b = MIN[10, APOT_a + dAPOT] \quad (6.83)$$

Donde:

- APOT_b: Área de huecos al final del año de análisis (% del área total del camino)
 APOT_a: Área de huecos al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
 dAPOT: Incremento sin ajustar del área de huecos durante el año de análisis (% del área total del camino)

La ecuación 6.83 requiere que el número de huecos por kilómetro se convierta en una área de huecos expresada como un porcentaje del área total del camino (APOT). La cual se obtiene de la siguiente manera:

$$APOT = \frac{NPT(STDAPOT)}{10(CW)} \quad (6.84)$$

Donde:

- APOT: Área de baches (% del área total del camino)
 NPT: Número de huecos por kilómetro
 STDAPOT: Área estándar de un hueco (m²) (valor preestablecido = 0.1)

De esta manera, sustituyendo NPT en la ecuación 6.84 con NPT_a se obtiene el valor de APOT_a, y sustituyendo NPT con dNPT, se obtiene el valor de dAPOT;

Donde:

- NPT_a: Número de huecos por kilómetro al comienzo del año de análisis (n^o/km)
 dNPT: Incremento sin ajustar del número de huecos por kilómetro durante el año de análisis



2.3.- Agrietamiento

Área total de Agrietamiento

$$ACRA_b = MAX[0, MIN(100 - AVPD_b, ACRA_a + dACRA - dAVEBCR - dAPOTCR)] \quad (6.85)$$

Donde:

- ACRA_b:** Area total de agrietamiento al final del año de análisis (% del área total del camino); es decir, $ACA_b + ACT_b$
- ACRA_a:** Area total de agrietamiento al comienzo del año de análisis (% del área total del camino); es decir, $ACA_a + ACT_a$
- dACRA:** Incremento sin ajustar del área total de agrietamiento durante el año de análisis (% del área total del camino); es decir, $dACA + dACT$
- AVPD_b:** $AVEB_b + APOT_b$
- dAVEBCR:** Incremento del área con fallas de borde producido a partir de áreas agrietadas durante el año de análisis (% del área total del camino)
- dAPOTCR:** Incremento del área de huecos producido a partir de áreas agrietadas durante el año de análisis (% del área total del camino)
- ACA_b:** Area de todas las grietas estructurales al final del año de análisis (% del área total del camino)
- ACA_a:** Area de todas las grietas estructurales al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
- dACA:** Incremento no ajustado del área de todas las grietas estructurales durante el año de análisis (% del área total del camino)
- ACT_b:** Área del agrietamiento transversal térmico al final del año de análisis (% del área total del camino)
- ACT_a:** Área del agrietamiento transversal térmico al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
- dACT:** Incremento no ajustado del área del agrietamiento transversal térmico durante el año de análisis (% del área total del camino)

El valor de dAVEBCR se obtiene de la siguiente manera:

- Si $ACRA_a > 0$

Entonces:

$$dAVEBCR = 0.01(VBCR) \cdot (\Delta AVEB) \quad (6.86)$$

De lo contrario:

$$dAVEBCR = 0$$

y:

$$\Delta AVEB = AVEB_b - AVEB_a \quad (6.87)$$

Donde:

- ΔAVEB:** Incremento ajustado del área con fallas de borde durante el año de análisis (% del área total del camino)



VBCR: Porcentaje de dAVEB definido por el usuario producido a partir de áreas agrietadas (valor preestablecido = 20)

El valor de dAPOTCR se obtiene de la siguiente manera:

- Si $dNPT > 0$

$$dAPOTCR = \frac{\Delta NPT_c \cdot (STDAPOT)}{10(CW)} \quad (6.88)$$

De otra manera:

$$dAPOTCR = 0$$

$$\Delta NPT_c = \left[\frac{dNPT_c}{dNPT} \right] \cdot \Delta NPT \quad (6.89)$$

y

$$\Delta NPT = NPT_b - NPT_a \quad (6.90)$$

Donde:

ΔNPT : Incremento total ajustado del número de huecos por km durante el año de análisis

ΔNPT_c : Incremento ajustado del número de huecos por km producido a partir de las grietas estructurales anchas durante el año de análisis.

$dNPT_c$: Incremento no ajustado del número de huecos por km producido a partir de las grietas estructurales anchas durante el año de análisis

NPT_b : Número total de huecos por km al final del año de análisis

NPT_a : Número total de huecos por km al comienzo del año de análisis

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

Área de Todas las grietas estructurales

$$ACA_b = \text{MIN}[ACA_a + \Delta ACA, ACRA_b] \quad (6.91)$$

- Si $ACRA_a > 0$

$$\Delta ACA = \text{MAX} \left[0, \frac{dACA - q \cdot (dAVEBCR) - dAPOTCR}{dACRA - dAVEBCR - dAPOTCR} \cdot (\Delta ACRA) \right] \quad (6.92)$$

- Si $ACRA_a = 0$ y $ACRA_b > 0$

$$\Delta ACA = \frac{dACA - dAPOTCR}{dACRA - dAPOTCR} \cdot (\Delta ACRA) \quad (6.93)$$

De otra manera:

$$\Delta ACA = 0$$



y:

$$q = \left[1 - \frac{ACT_a}{ACRA_a} \right] \quad (6.94)$$

y:

$$\Delta ACRA = ACRA_b - ACRA_a \quad (6.95)$$

Donde:

$\Delta ACRA$: Incremento ajustado del área total de agrietamiento durante el año de análisis (% del área total del camino)

ΔACA : Incremento ajustado del área de todas las grietas estructurales durante el año de análisis (% del área total del camino)

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

Área de las Grietas Estructurales Anchas

$$ACW_b = \text{MAX} \left[0, \text{MIN} \left[ACW_a + dACW - dAPOTCR - q \cdot (dAVEBCR), ACA_b \right] \right] \quad (6.96)$$

Donde:

ACW_b : Área de las grietas estructurales anchas al final del año de análisis (% del área total del camino)

ACW_a : Área de las grietas estructurales anchas al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)

$dACW$: Incremento no ajustado en el área del agrietamiento estructural ancho durante el año de análisis (% del área total del camino)

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

Área del Agrietamiento Transversal Térmico

- Si $ACT_a + dACT > 0$

Entonces:

$$ACT_b = ACRA_b - ACA_b \quad (6.97)$$

De otra manera:

$$ACT_b = 0$$

Todos los parámetros han sido definidos anteriormente.

2.4.- Desgaste Superficial (Pérdida de Áridos)

$$ARV_b = \text{MAX} \left[0, \text{MIN} \left(100 - AVPC_b, ARV_a + dARV - dAVEBRV - dAPOTRV - dACRARV \right) \right] \quad (6.98)$$

Donde:



ARV_b :	Area con desgaste superficial al final del año de análisis (% del área total del camino)
ARV_a :	Area con desgaste superficial al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
$dARV$:	Incremento no ajustado del desgaste superficial durante el año de análisis (% del área total del camino)
$AVPC_b$:	$AVEB_b + APOT_b + ACRA_b$
$dAVEBRV$:	Incremento en el área con falla de borde producido a partir del desgaste superficial durante el año de análisis (% del área total del camino)
$dAPOTRV$:	Incremento en el área de huecos producido a partir del desgaste superficial durante el año de análisis (% del área total del camino)
$dACRARV$:	Incremento en el área de agrietamiento producido a partir del desgaste superficial durante el año de análisis (% del área total del camino)

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

El valor de $dAVEBRV$ se obtiene de la siguiente manera:

- Si $ARV_a > 0$

Entonces:

$$dAVEBRV = 0.01(VBRV)(\Delta AVEB) \quad (6.99)$$

De otra manera:

$$dAVEBRV = 0$$

Donde:

$VBRV$: Porcentaje de $dAVEB$ producido a partir del área con desgaste superficial definido por el usuario (por defecto = 20)

El valor de $dAPOTRV$ se obtiene de la siguiente manera:

- Si $dNPT > 0$

Entonces:

$$dAPOTRV = \frac{\Delta NPT_r \cdot (STDAPOT)}{10 \cdot (CW)} \quad (6.100)$$

De otra manera:

$$dAPOTRV = 0$$

y:

$$\Delta NPT_r = \left(\frac{dNPT_r}{dNPT} \right) \cdot \Delta NPT \quad (6.101)$$



Donde:

ΔNPT_r : Incremento ajustado del número de huecos por km producido a partir del desgaste superficial durante el año de análisis

$dNPT_r$: Incremento no ajustado del número de huecos por km producido a partir del desgaste superficial durante el año de análisis

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

El valor de $dACRARV$ se obtiene de la siguiente manera:

- Si $ARV_a > 0$

Entonces:

$$dACRARV = 0.01(CRV)(\Delta ACRA) \quad (6.102)$$

De otra manera:

$$dACRARV = 0$$

Donde:

CRV: Porcentaje de $dACRA$ producido a partir del área con desgaste superficial definido por el usuario (por defecto = 10)

3.- Area total de la superficie dañada

Area total de superficie dañada (no parchada) en cualquier tiempo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$ADAMR_b = AVEB_b + APOT_b + ACRA_b + ARV_b \quad (6.103)$$

Donde:

$ADAMR_b$: Área total de superficie no dañada – no parchada al final de año de análisis (% del área total del camino)

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.

El área de la superficie severamente dañada que puede ser parchada está dada por la siguiente expresión:

$$ADAMS_b = APOT_b + ACW_b + ARV_b \quad (6.104)$$

Donde:

$ADAMS_b$: Área de la superficie severamente dañada al final del año de análisis (% del área total del camino)

Los otros parámetros han sido definidos anteriormente.



3.4.3.6 Modelo de la Profundidad de Rodada (rut depth)

El modelamiento de la profundidad de rodada se realiza después de obtener los valores de todos los deterioros de la superficie (es decir, agrietamiento, pérdida de áridos, baches y falla de borde) al final del año de análisis en que han sido calculados.

El modelo de la profundidad de rodada se basa en cuatro componentes de ahuellamiento (*rutting*):

- Densificación inicial
- Deformación estructural
- Deformación plástica
- Empleo de tachuelas en los neumáticos

La profundidad de rodada en cualquier tiempo es la suma de los cuatro componentes.

En el HDM-4 la medición de la profundidad de rodada ha sido normalizada como la profundidad máxima debajo una regla de 2.0 m puesta transversalmente a la trayectoria de la rueda. En el HDM-III estaba basado en una regla de 1.20 m, de acuerdo a esto los coeficientes predeterminados del modelo han sido cambiados.

1.- Densificación inicial

La densificación inicial depende del grado relativo de la consolidación de la base, sub base y las capas de subrasante seleccionadas; es decir, COMP. Los valores sugeridos de COMP han sido dados en la sección 6.4.2. La densificación inicial está dada por la siguiente expresión:

$$RDO = K_{rid} \cdot \left[a_0 \cdot (YE4 \cdot 10^6)^{(a_1 + a_2 \cdot DEF)} \cdot SNP^{a_3} \cdot COMP^{a_4} \right] \quad (6.105)$$

Donde:

RDO:	Ahuellamiento debido a la densificación inicial (mm)
YE4:	Número anual de ejes equivalentes (millones/carril)
DEF:	Promedio anual de la deflexión obtenida con la Viga Benkelman (mm)
SNP:	Promedio anual del número estructural ajustado del pavimento
COMP:	Consolidación relativa (%)
K_{rid} :	Factor de calibración para la consolidación inicial

Los valores que se proponen para los coeficientes $a_0 - a_4$ del modelo de la densificación inicial se dan en la tabla 6.30.



Tabla 6.30
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el modelo de Densificación Inicial

Tipo de Pavimento	a0	a1	a2	a3	a4
AMGB, AMAB, AMSB, STGB, STAB, STSB	51740	0,09	0,0384	-0,502	-2,3
AMAP, STAP	0	0	0	0	0

La densificación inicial sólo se aplica a una construcción nueva o ha una reconstrucción que involucre la construcción de una nueva capa de base (es decir, cuando AGE4 = 0), por un periodo de tiempo de un año. AGE4 se define como sigue:

AGE4: Edad desde la reconstrucción (incluyendo la base) o nueva construcción (años)

2.- Deformación E estructural

El modelo de la deformación estructural usado en IIDM-III ha sido simplificado a una forma lineal y ha sido incluida en IIDM4 (Morosiuk (1998c)). Se proponen por separado condiciones para la deformación estructural sin agrietamiento y para la deformación estructural después del agrietamiento.

- **Deformación estructural sin agrietamiento**

$$\Delta RDST_{uc} = K_{rst} \cdot (a_0 \cdot SNP^{a_1} \cdot YE4^{a_2} \cdot COMP^{a_3}) \quad (6.106)$$

- **Deformación estructural después del agrietamiento**

$$\Delta RDST_{crk} = K_{rst} \cdot (a_0 \cdot SNP^{a_1} \cdot YE4^{a_2} \cdot MMP^{a_3} \cdot ACX_a^{a_4}) \quad (6.107)$$

El incremento total anual en la deformación estructural es como sigue:

- **Si ACRA = 0**

Entonces:

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc} \quad (6.108)$$

- **Si ACRA > 0**

Entonces:

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc} + \Delta RDST_{crk} \quad (6.109)$$

Donde:

$\Delta RDST$: Incremento total en la deformación estructural en el año de análisis (mm)



$\Delta RDST_{uc}$:	Incremento del ahuellamiento debido a la deformación estructural sin agrietamiento en el año de análisis (mm)
$\Delta RDST_{crk}$:	Incremento del ahuellamiento debido a la deformación estructural después del agrietamiento en el año de análisis (mm)
MMP:	Precipitación media mensual (mm/mes)
ACX _a :	Área de incidencia del agrietamiento al comienzo del año de análisis (% del área total del camino)
SNP:	Promedio anual del número estructural ajustado del pavimento
YE4:	Número anual de ejes equivalentes (millones/carril)
K _{rst} :	Factor de calibración para la deformación estructural

Los valores que se proponen para los coeficientes predeterminados $a_0 - a_4$ de los modelos de deformación estructural se dan en la tabla 6.31.

Tabla 6.31
Valores de los Coeficientes Predeterminados para los Modelos de la Deformación Estructural

Modelo	Tipo de Pavimento	a0	a1	a2	a3	a4
Sin agrietamiento	Todos los tipos de pavimento	44950	-1,14	0,11	-2,3	
Después del agrietamiento	Todos los tipos de pavimento	0,0000248	-0,84	0,14	1,07	1,11

3.- Deformación Plástica

El modelo de la deformación plástica incluye la variable CDS, que indica si la superficie es propensa a la deformación plástica.

Un método reciente para determinar la deformación plástica en una superficie bituminosa es detallado en el Manual de calibración IIDM-4. Este método incluye el uso de variables para predecir el cambio en las propiedades de los materiales, tales como el punto de ablandamiento del ligante y los vacíos de la mezcla, que sirven para modelar el incremento de la deformación plástica.

El modelo general de la deformación plástica (es decir, sin las propiedades de los materiales) está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta RDPD = K_{rpd} \cdot CDS^3 \cdot a_0 \cdot YE4 \cdot Sh^{a_1} \cdot HS^{a_2} \quad (6.110)$$

Donde:	
$\Delta RDPD$:	Incremento de la deformación plástica en el año de análisis (mm)
CDS:	Indicador de defectos en la construcción para superficies bituminosas
YE4:	Número anual de ejes equivalentes (millones/carril)
Sh:	La velocidad de los vehículos pesados (km/hr)
HS:	Espesor total de la superficie bituminosa (mm)
K _{rpd} :	Factor de calibración para la deformación plástica



Los valores que se proponen para los coeficientes predeterminados del modelo de la deformación plástica se dan en la tabla 6.32.

Tabla 6.32
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el modelo de la Deformación Plástica

Tipo de Pavimento	a0	a1	a2
Todos los tipos de Pavimento	2,46	-0,78	0,71

4.- El efecto del uso de tachas en los neumáticos

Este modelo se aplica en ambientes donde se usan tachas en los neumáticos durante el período de heladas.

$$RDW = K_{rsw} = (a_0 \cdot PASS^{a_1} \cdot W^{a_2} \cdot S^{a_3} \cdot SALT^{a_4}) \quad (6.111)$$

Donde:

ΔRDW : Incremento en la profundidad de rodada debido al uso de tachas en los neumáticos en el año de análisis (mm)

PASS: Número anual de pasos del vehículo con las tachas en los neumáticos en una dirección (1000s)

S: Velocidad promedio del tráfico (km/hr)

SALT: Variable para los caminos con sal o sin sal (2 = con sal, 1 = sin sal)

W: Ancho del camino (m) (la calzada más la berma)

K_{rsw} : Factor de calibración

Los valores que se proponen de los coeficientes predeterminados $a_0 - a_4$ para el modelo anterior se dan es la tabla 6.33.

Tabla 6.33
Valores de los Coeficientes Predeterminados para el modelo del Uso tachas en los neumáticos

Tipo de Pavimento	a0	a1	a2	a3	a4
Todos los tipos de Pavimento	0,0000248	1,0	-0,46	1,22	0,32

5.- La Profundidad total de la rodada

El incremento total anual en la profundidad de la rodada, ΔRDM , se obtiene como sigue:

- Si $AGE4 < 1$

$$\Delta RDM = \Delta RDO + \Delta RDPD + \Delta RDW \quad (6.112)$$

De otra manera:

$$\Delta RDM = \Delta RDST + \Delta RDPD + \Delta RDW \quad (6.113)$$



Donde:

ΔRDM :	Incremento total en la profundidad de la rodada en ambas trayectorias de la rueda en el año de análisis (mm)
ΔRDO :	Incremento en la densificación inicial en el año de análisis (mm)
$\Delta RDST$:	Incremento en la deformación estructural en el año de análisis (mm)
$\Delta RDPD$:	Incremento en la deformación plástica en el año de análisis (mm)
$\Delta RDST$:	Incremento en la profundidad de rodada debido al uso de tachas en los neumáticos en el año de análisis (mm)

La profundidad total de la rodada, RDM_b , en cualquier tiempo se obtiene como sigue:

$$RDM_b = MIN(RDM_a + \Delta RDM, 100) \quad (6.114)$$

Donde:

RDM_b :	Profundidad total de la rodada en ambas trayectorias de la rueda al final del año de análisis (mm)
RDM_a :	Profundidad total de la rodada en ambas trayectorias de la rueda al inicio del año de análisis (mm)

6.- Desviación estándar en la profundidad de la rodada

La desviación estándar en la profundidad de la rodada es ingresada por el usuario o es calculado a partir de la profundidad total de la rodada, mediante la siguiente expresión:

$$\Delta RDS = a_0 \cdot \Delta RDM \quad (6.115)$$

Donde:

ΔRDS :	Incremento en la desviación estándar de la profundidad de la rodada en el año de análisis (mm)
ΔRDM :	Incremento total en la profundidad de la rodada en el año de análisis (mm)

6.3.4.7 Modelo de Rugosidad

El modelo de rugosidad contiene varios componentes de rugosidad. El incremento total de rugosidad es la suma de estos componentes. Los valores de deterioro superficial usados en la predicción de la rugosidad son aquellos que se han ajustado para que el área total dañada de la superficie mas el área no dañada sea igual a 100%.

1.- El componente estructural

El componente estructural de la rugosidad está dada por:

$$\Delta RI_s = a_0 \cdot \exp[m \cdot K_{gm} \cdot AGE^3] (1 + SNPK_b)^{-5} \cdot YE^4 \quad (6.116)$$

y:

$$SNPK_b = MAX(SNPK_a - dSNPK, 1.5) \quad (6.117)$$



y:

$$dSNPK = K_{snpk} \cdot a_0 \cdot [MIN(a_1, ACX_a) \cdot HSNEW + MAX(MIN(ACX_a - PACX, a_2), 0) \cdot HSOLD]$$

(6.118)

Donde:

- ΔRI_s Incremento en la rugosidad debido al deterioro estructural durante el año de análisis (IRI m/km.)
- $dSNPK$: Reducción en el número estructural ajustado debido al agrietamiento.
- $SNPK_b$: Número estructural ajustado debido al agrietamiento al final del año de análisis.
- SNP_a : Número estructural ajustado al comienzo del año de análisis.
- ACX_a : Area de incidencia del agrietamiento al comienzo del año de análisis (% del área total del camino).
- $PACX$: Area de incidencia anterior en la superficie antigua (% del área total del camino); es decir, $0.62(PCRA) + 0.39(PCRW)$.
- $HSNEW$: Espesor del más reciente revestimiento (mm).
- $AGE3$: Edad del pavimento desde el último recapado, reconstrucción o nueva construcción (años).
- m : Coeficiente de medioambiente
- K_{gm} : Factor de calibración para el coeficiente de medioambiente.
- K_{snpk} : Factor de calibración para SNPK

Los valores predeterminados o por defecto para el coeficiente medioambiental m están dadas en la tabla 6.34.

Tabla 6.34
Coeficiente medioambiental de la rugosidad "m" para las diferentes zonas climáticas

Clasificación de Humedad	Clasificación de la Temperatura				
	Tropical	Sub Tropical Caliente	Sub Tropical Fresca	Temperatura Fresca	Temperatura Helada
Arido	0,005	0,010	0,015	0,025	0,040
Semi arido	0,010	0,015	0,025	0,035	0,060
Sub Húmedo	0,020	0,025	0,040	0,060	0,100
Húmedo	0,025	0,030	0,060	0,100	0,200
Muy Húmedo	0,030	0,040	0,070		

2.- El componente del agrietamiento

$$\Delta RI_c = a_0 \cdot \Delta ACRA \quad (6.119)$$

Donde:

- ΔRI_c : Incremento de la rugosidad debido al agrietamiento durante el año de análisis (IRI m/km.)



$\Delta ACRA$: Incremento del área de todas las grietas estructurales durante el año de análisis (% del área total del camino).

3.- El componente del ahuellamiento (rutting)

$$\Delta RI_r = a_0 \cdot \Delta RDS \quad (6.120)$$

Donde:

ΔRI_r : Incremento de la rugosidad debido al ahuellamiento durante el año de análisis (IRI m/km.)

ΔRDS : Incremento en la desviación estándar de la profundidad de rodada durante el año de análisis (mm).

4.- El componente del ahuecamiento

El efecto del ahuecamiento o *potholing* depende del número de vehículos que actualmente pasen sobre los huecos, que a su vez depende del volumen de tráfico y la libertad para maniobrarlos. Se usa una variable de la libertad para maniobrar (FM), que se encuentra entre 0 y 1, el cual se predice usando la ecuación 6.121:

$$FM = MAX[MIN[0.25(CW - 3), 1], 0] \left(MAX \left[1 - \frac{AADT}{5000}, 0 \right] \right) \quad (6.121)$$

Entonces:

$$\Delta RI_t = a_0 \cdot \Delta NPT \cdot (a_1 - FM) \left(NPT_a + \frac{\Delta NPT}{2} \right)^{a_2} \quad (6.122)$$

Donde:

FM: Libertad para maniobrar

CW: Ancho del camino (m)

AADT: Dos direcciones del flujo de tráfico (veh/día)

ΔRI_t : Incremento de la rugosidad debido al ahuecamiento durante el año de análisis (IRI (m/km.)

ΔNPT : Incremento del número de huecos por km. durante el año de análisis.

NPT_a : Número de huecos por km. al comienzo del año de análisis.

5.- El componente de medioambiente

$$\Delta RI_e = m \cdot K_{gm} \cdot RI_a \quad (6.123)$$

Donde:



- ΔRI_c : Incremento de la rugosidad debido al medioambiente durante el año de análisis (IRI m/km.)
 RI_a : Rugosidad al inicio del año de análisis (IRI m/km.)
 m : Coeficiente de medioambiente
 K_{gm} : Factor de calibración para el componente de medioambiente

6.- El cambio total en la rugosidad

$$\Delta RI = K_{gp} \cdot (\Delta RI_s + \Delta RI_c + \Delta RI_r + \Delta RI_t) + \Delta RI_e \quad (6.124)$$

Donde:

- ΔRI : Incremento total de la rugosidad durante el año de análisis (IRI m/km.)
 K_{gp} : Factor de calibración para la progresión de la rugosidad.

Los valores predeterminados de los coeficientes para los diferentes componentes de la rugosidad están dados en la tabla 6.35.

La rugosidad en el fin del año de análisis esta dada por la siguiente relación:

$$RI_b = \text{MIN}(RI_a + \Delta RI, 12.5) \quad (6.125)$$

Donde:

- RI_b : Rugosidad al final del año de análisis (IRI m/km.)
 RI_a : Rugosidad al inicio del año de análisis (IRI m/km.)

Tabla 6.35
Valores de los Coeficientes Predeterminados para los componentes de la Rugosidad

Tipo de Pavimento	Componente de la Rugosidad	Ecuación	a0	a1	a2
Todos los tipos de Pavimentos	Estructural	11.1	134		
	dSNPK	11.3	0,0000758	63,0	40,0
	Agrietamiento	11.4	0,0066		
	Desgaste	11.5	0,088		
	Ahucamiento	11.7	0,00019	2,0	0,5

La rugosidad promedio anual para un año de análisis se calcula como sigue:

$$RI_{av} = 0.5(RI_a + RI_b) \quad (6.126)$$

Donde:

- RI_{av} : Rugosidad promedio anual para el año de análisis (IRI m/km.)



6.4.4.- Factores de calibración

Los modelos de deterioro del IIDM4 contienen factores de calibración para facilitar su calibración a condiciones locales. Los factores de calibración tienen valores por defecto igual a 1.0.

6.4.5.- Opciones de Entrada de Datos

La resistencia del pavimento puede expresarse de las siguientes formas:

1. SNP
2. Deflexiones mediante la Viga Benkelman
3. Deflexiones mediante el FWD
4. Espesor de las capas, coeficientes de resistencia y CBR de la subrasante

Las opciones 1 y 4 han sido descritas anteriormente. Las opciones 2 y 3 son usadas para que el modelo convierta el dato de entrada a valores de SNP.

▪ Opción 2 - Deflexiones mediante la Viga Benkelman

Las relaciones usadas para convertir las deflexiones de la Viga Benkelman (DEF) a valores de SNP están basadas en el IIDM – III (*Paterson (1987)*) y son las siguientes:

- Base no cementada

$$SNP_s = 3.2(DEF_s)^{-0.63} + dSNPK \quad (6.127)$$

- Base cementada

$$SNP_s = 2.2(DEF_s)^{-0.63} + dSNPK \quad (6.128)$$

$$dSNPK = 0.0000758[MIN(63, ACX_a)HSNEW + MAX[MIN(ACX_a - PACX, 40), 0]HSOLD] \quad (6.129)$$

Donde:

DEF_s: Deflexión de la Viga Benkelman bajo un eje de carga de 80 kN, 520 kPa de presión de neumático y 30 °C de temperatura promedio de asfalto para la estación s (mm)

dSNPK: Reducción del número estructural ajustado debido al agrietamiento.

ACX_a: Área de incidencia del agrietamiento en el inicio del año de análisis (% del área total del camino)

HSNEW: Espesor de la más reciente superficie (mm)



PACX: Área de incidencia anterior del agrietamiento en la superficie antigua (% del área total del camino); es decir, $0.62 (PCRA) + 0.39 (PCRW)$
IISOLD: Espesor total de las capas superficiales subyacentes (mm)

Algunos modelos necesitan los valores de las deflexiones de la Viga Bekelman y en donde no son ingresados como datos, los valores DEF se convierten a valores de SNP usando relaciones que tienen su origen en el IIDM – III, estas son:

- Base no cementada

$$DEF_s = 6.5(SNPK_s)^{-1.6} \quad (6.130)$$

- Base cementada

$$DEF_s = 3.5(SNPK_s)^{1.6} \quad (6.131)$$

$$SNPK_s = SNP_s - dSNPK \quad (6.132)$$

Donde:

SNPK_s: Número estructural ajustado debido al agrietamiento para la estación s

▪ Opción 3 – Deflexiones mediante el FWD

La deflexión central de FWD en 700 kPa se usa como la deflexión equivalente a la Viga Benkelman. Entonces las ecuaciones de la opción 2 se usan para el cálculo del SNP.

6.4.6.- El Procedimiento de Cálculo

El proceso para el cálculo del deterioro en una sección del camino en cada año de análisis se resume en los siguientes pasos:

- 1.- Se empieza ingresando los datos y las condiciones en el inicio del año de análisis.
- 2.- Se calcula los parámetros de resistencia del pavimento.
- 3.- Se calcula el cambio de cada indicador de deterioro superficial durante el año de análisis en el siguiente orden:
 - a) Agrietamiento
 - b) Desgaste Superficial
 - c) Ahuecamiento
 - d) Rotura de borde



4. - Verificar que el área total dañada y el área no dañada del camino sumen el 100%, basado en los límites definidos para cada tipo de deterioro y determinar el deterioro al final del año y el valor promedio para el año de cada indicador de deterioro.

- 5.- Calcular el cambio en cada indicador de deterioro de la deformación durante el año y determinar el deterioro al final del año y el valor promedio para el año para cada indicador de deterioro.

- 6.- Calcular el cambio en cada indicador de deterioro en la textura superficial durante el año y determinar el deterioro al final del año y el valor promedio para el año de cada indicador de deterioro.

- 7.- Guardar los resultados para su uso en los módulos siguientes del HDM-4 (es decir, RUE, SEE, WE), para el siguiente año de análisis, y para el reporte de resultados.



CAPITULO 7: MODELOS DE DETERIORO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

7.1 INTRODUCCIÓN

A pesar que en la actualidad, la mayoría de los pavimentos de concreto que existen en nuestro país han sido construidos hace más de 30 años y a que a nivel nacional el número de kilómetros de pavimentos de concreto es mucho menor en comparación con los pavimentos asfálticos, es necesario conocer los diferentes modelos de predicción de deterioro para este tipo de pavimentos, con el objeto de desarrollar un completo sistema de gestión de pavimentos y aumentar el poder de análisis de las agencias encargadas de realizar una gestión de infraestructura vial.

En general la política de conservación de los pavimentos en nuestro país ha demostrado no ser la más adecuada, sobre todo en la conservación de los pavimentos de concreto, debido a la sobrestimación de sus bondades estructurales y a las limitaciones presupuestarias para su oportuna intervención.

Así como el costo inicial, es el factor más resaltante desde el punto de vista económico entre los pavimentos asfálticos y de concreto, el costo de la intervención (mantenimiento y rehabilitación) en los pavimentos de concreto representa una suma significativa. Por ello puede decirse que resulta muy importante emplear modelos de predicción en los pavimentos de concreto de tal manera de asegurar la elevada inversión realizada.

7.2 TIPOS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

A continuación se presenta una breve descripción de las diferentes estructuras de pavimentos de concreto consideradas en el modelamiento:

7.2.1 Pavimentos de concreto simple con juntas, sin dowels de transferencia de cargas

Este tipo de pavimentos de concreto simple con juntas (JPCP) se construye sin acero de refuerzo (figura 7.1). El espaciamiento entre juntas transversales (o longitud de losa) es tal que las tensiones inducidas por los cambios de temperatura y/o de contenido de humedad no

produce agrietamiento intermedio entre las juntas. El espaciamiento máximo entre las juntas esta limitado por el mínimo movimiento de la losa y la máxima transferencia de carga. Generalmente los valores de la longitud de losa varían entre 3.0 y 6.0 m. para este tipo de pavimentos. La transferencia de carga transversal entre una losa y una próxima se logra al entrelazarse entre sí.

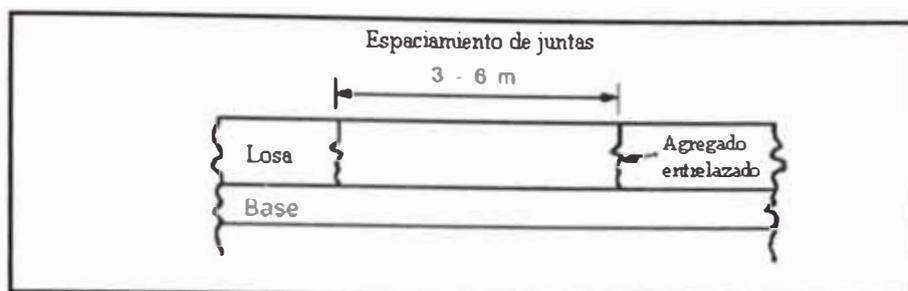


Figura 7.1.- Pavimento de concreto simple con juntas (JPCP), sin dowels

7.2.2 Pavimentos de concreto simple con juntas, con dowels de transferencia de cargas

Este tipo de pavimento es similar al descrito anteriormente, excepto que se agregan barras de acero en las juntas transversales para ayudar a la transferencia de cargas (figura 7.2).

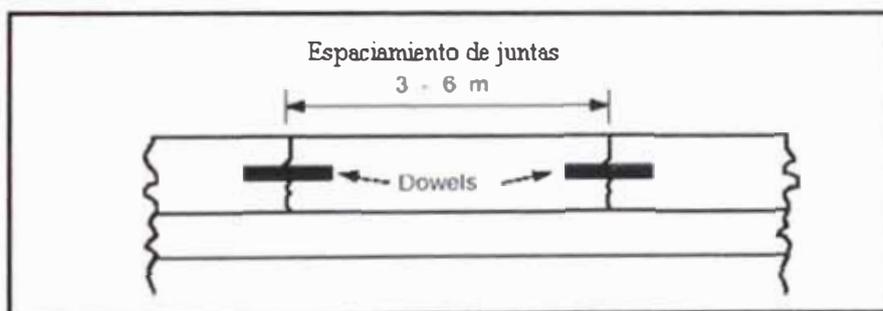


Figura 7.2.- Pavimento de concreto simple con juntas (JPCP), con dowels

7.2.3 Pavimentos de concreto reforzados, con dowels de transferencia de cargas

Este tipo de pavimento es diseñado con una cantidad de acero de refuerzo longitudinal, que permite lograr una mayor longitud de losa, entre 10 y 20 metros (figura 7.3). El acero de refuerzo controla el agrietamiento transversal que puede ocurrir debido a los movimientos de losa, y/o a tensiones producidas por los cambios de temperatura o humedad. La transferencia de carga en las juntas transversales se logra a través de los dowels.

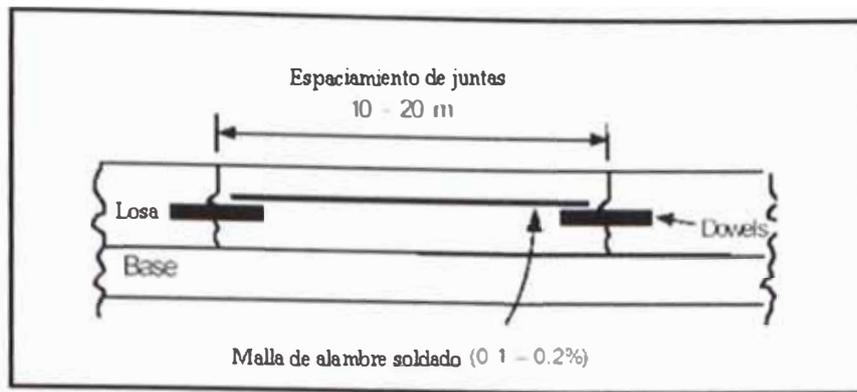


Figura 7.3.- Pavimento de concreto reforzado (JR), con dowels

7.2.4 Pavimentos de concreto continuamente reforzados

Este tipo de pavimento tiene refuerzo longitudinal a lo largo de su longitud; por consiguiente, no tiene ninguna junta transversal. El objetivo del acero de refuerzo longitudinal es el control de las grietas que se producen en el pavimento por la contracción del concreto (figura 7.4).

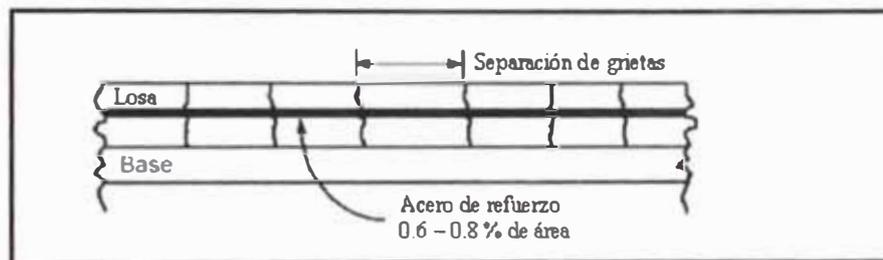


Figura 7.4.- Pavimento de concreto continuamente reforzados (CR)

7.3 EFECTOS DEL MEDIOAMBIENTE EN EL COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO

El pavimento es una estructura de gran superficie expuesta en relación a su volumen, y en tal sentido pasa gran parte del tiempo solicitado por gradientes térmicos y por gradientes de humedad en el espesor de la losa, además de las sollicitaciones propias del tránsito. Tales gradientes deforman la losa del pavimento produciéndole alabeos que modifican continuamente las condiciones de apoyo y de contorno. Se dice que el pavimento de concreto es una estructura viva que se mueve al compás de la naturaleza.



7.3.1 Efectos de la temperatura

Las variaciones de la temperatura en los pavimentos de concreto durante el año pueden ser representados por una distribución de gradientes de temperatura. El promedio de la gradiente de temperatura se define como la diferencia entre la temperatura de la parte superior y la temperatura de la parte inferior de la losa dividido por su espesor. Una gradiente positiva indica que la parte superior de la losa esta a mayor temperatura que la parte inferior, que es lo que normalmente ocurre durante el día. Una gradiente negativa normalmente ocurre durante las horas más frescas de la tarde. En todos los tipos de clima las gradientes de temperatura positiva ocurren con mayor frecuencia que las gradientes de temperatura negativas.

A las pocas horas después de mezclado el cemento con el agua comienzan reacciones químicas entre los diversos componentes. El proceso es exotérmico y eleva la temperatura de la masa del concreto por encima de su valor inicial. Mientras más alta la temperatura ambiental, debido a la radiación solar, más alta será la temperatura del concreto y de la superficie de la base. En consecuencia, la temperatura de la masa en el proceso de endurecimiento puede sobrepasar el límite de los 32 °C considerado generalmente como admisible.²¹

Se sabe que una alta temperatura en el concreto fresco acelera la hidratación y reduce la resistencia mecánica. Además, una rápida evaporación puede hacer exceder la capacidad de retención de agua de los compuestos químicos formadores de membrana, perdiéndose parte del elemento vital para una buena estructura interna del concreto. Esta pérdida de agua superficial produce retracción plástica y fisuramiento, que en condiciones extremas reduce en varios milímetros el espesor útil del pavimento y favorece la propagación futura de grietas por fatiga debido al tránsito. Se trata entonces de un defecto grave que puede ser evitado y para el cual no existen soluciones prácticas de reparación.

El endurecimiento del concreto en condiciones de fuerte radiación solar, consecuentemente con gradiente térmico positivo, produciría durante el enfriamiento una deformación de alabeo cóncavo que queda permanentemente en la losa (Figura 7.5).²²

²¹ A.M. Neville; Properties of Concrete.

²² J. Eisenmann, G. Leykauf; Effect of Paving Temperature on Pavement Performance.

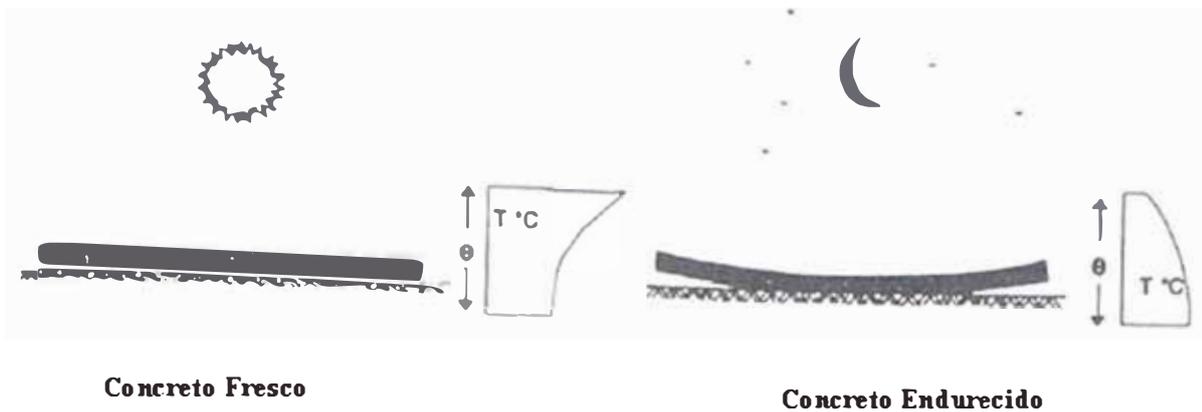


Figura N° 7.5.- Deformación de alabeo cóncavo en un pavimento de concreto recién endurecido luego de elaborarla con alta radiación solar.

Se ha demostrado también que un pavimento de concreto, endurecido en un ambiente de alta temperatura, al enfriarse se contrae más que un pavimento de concreto elaborado a temperaturas bajas. La consecuencia práctica de este hecho es que las juntas transversales de contracción “nacen” con una abertura innecesariamente grande, disminuyendo la trabazón mecánica entre las caras irregulares de la grieta inducida y perjudicando consecuentemente la eficiencia de las juntas en su función de transferir las cargas del tránsito de una losa a otra. Para volver a cerrar las juntas y alcanzar un estado de bloqueo de los bordes transversales se necesita que el pavimento se dilate por elevación de su temperatura media cosa que sólo suele ocurrir en días muy calurosos de verano.

Cuando un pavimento de concreto es elaborado en condiciones de baja temperatura, las juntas inducidas se abren después de varios días o semanas, o tan pronto la temperatura ambiental desciende un poco más. En ese caso el pavimento tiene una temperatura de “bloqueo” de sus bordes baja, que a través de los ciclos térmicos le permitirá soportar el tránsito con buena transferencia de carga en las juntas transversales²³. Este efecto que la gente siempre piensa en suplir con dispositivos especiales, como barras de traspaso de carga (dowels) u otros, se obtiene evitando la elaboración del concreto con alta temperatura.

Por otro lado, las bajas temperaturas producen congelamiento ya sea en la superficie del camino como en la base y subrasante. Al existir problemas de congelamiento en la superficie del camino, el agua que pueda existir en juntas o huecos del pavimento se expande generando tensiones que pueden producir grietas en el pavimento, a esto se debe agregar el efecto que producen las sales utilizadas para impedir el congelamiento de la superficie,

²³ M. Poblete; Field Evaluation of Thermal Deformations in Undoweled PCC Pavements Slabs.



puesto que pueden existir reacciones químicas que deterioren el pavimento. Otro aspecto importante es la diferente velocidad a la cual se congelan las diferentes capas del pavimento, lo que produce esfuerzos extras entre la superficie y el interior del pavimento. Con respecto a las bases granulares, los efectos se acentúan en primavera cuando comienza el deshielo y el agua atrapada en los intersticios arrastra los finos fuera de la estructura. En el suelo de fundación, existen problemas graves debido a los cambios volumétricos que experimenta que pueden llegar a levantar el pavimento.

7.3.2 Efectos de la humedad

Cuando un concreto endurecido se deja secar experimenta una contracción de volumen que luego se revierte al permitirle absorber agua. Si bien este comportamiento es conocido desde hace tiempo los efectos no se habían asociado claramente a sus consecuencias sobre los pavimentos. En efecto, algunos estudios indican que al pasar de un estado seco a saturado el concreto experimenta un cambio en sus dimensiones del orden de 0,3 mm. por cada metro de longitud²⁴. Se ve también que la absorción de agua es relativamente rápida y lenta su expulsión; lo que refleja que el estado mecánico normal de tensiones nulas en el concreto es el estado saturado, y que al producirse el secado por evaporación lenta los poros capilares internos se van cerrando paulatinamente. Al existir agua libre, los poros capilares en tensión la succionan, incorporándola tan rápidamente como la viscosidad del agua lo permite. En el pavimento este efecto ha podido ser identificado a través del comportamiento de las aberturas de juntas, observándose que a igual temperatura media en Verano - Otoño las juntas están más abiertas que en Invierno. Esta diferencia no cabe sino interpretarla como asociada a diferentes grados de humedad, lo que en último término puede ser representado como una diferencia térmica equivalente pero de signo contrario. Por ello, un pavimento elaborado en tiempo frío compensa mejor los efectos adversos del secado por tener su sistema de juntas más cerradas desde su nacimiento.

Durante cada Invierno lluvioso la estructura completa del pavimento puede suponerse que alcanza un grado de saturación relativamente uniforme y elevado. Tan pronto cesan las lluvias y a través de todo el Verano - Otoño el secado del pavimento progresa lentamente desde la superficie hacia abajo. Entretanto en la base y consecuentemente en la cara inferior de las losas, el grado de saturación permanece elevado, produciéndose en el pavimento un cierto gradiente de humedad que es máximo hacia el final del Otoño. El efecto de este

²⁴ M. Poblete; Efectos de la Humedad en el Comportamiento de Pavimentos de Hormigón.

gradiente de humedad es una deformación de alabeo cóncavo, de ciclo anual, por el mayor acortamiento de las fibras superiores de las losas del pavimento. En consecuencia, si el pavimento contara con un eficiente drenaje y la base (drenante) tuviera opción a secarse conjuntamente con las losas de concreto, este efecto podría reducirse significativamente.

En resumen, de todo lo visto hasta aquí se desprende que por falta de mejores cuidados en la construcción, muy fáciles de implementar, los pavimentos de hormigón suelen ser entregados al tránsito con algunos importantes deficiencias que afectan su capacidad estructural una vez puestos en servicio.

Se ha observado que por efectos de los gradientes de temperatura y humedad, las losas de los pavimentos tienden a permanecer la mayor parte del tiempo en una condición estructural de alabeo cóncavo (Figura 7.6a), con apoyo en la zona central de la losa y bordes ligeramente despegados de la base. En estas condiciones la posición crítica de carga se da cuando el eje pisa el borde transversal de la losa. La condición de alabeo convexo (Figura 7.6b) habitualmente considerado el estado crítico para el dimensionamiento de espesores, es un estado particular de corta duración que se da cuando el sol calienta fuertemente la superficie del pavimento y los bordes de juntas se encuentran libres de girar.

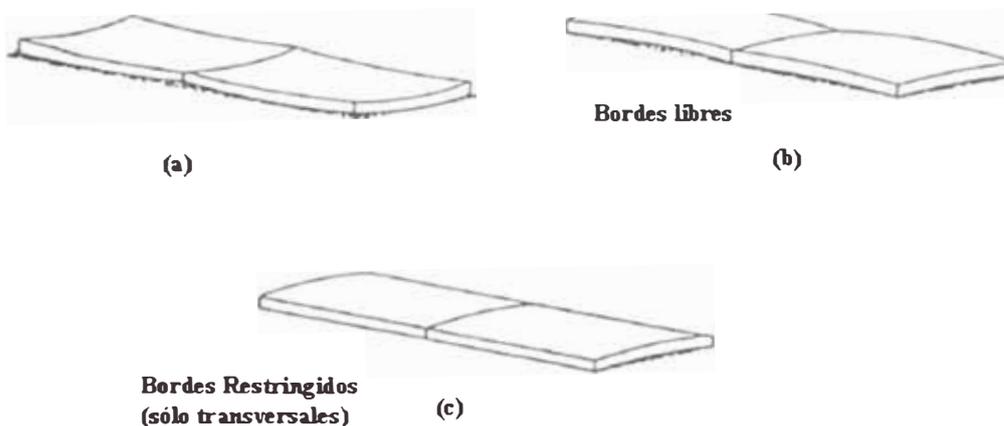


Figura N° 7.6.- Formas típicas de losas alabeadas por temperatura

Tan pronto la temperatura media de la losa se eleva lo suficiente como para aproximarse al bloqueo de las juntas, la condición real de las losas es más bien similar a la que se muestra en la Figura 7.6c. En tales condiciones de alabeo más bien cilíndrico, los bordes de las losas están bien apoyados y no constituyen un caso crítico en cuanto a consumo de fatiga se refiere.



Los esfuerzos internos en las losas, producidos por la carga de ejes en la condición crítica, son máximos en el centro de la cara superior de la losa y en la zona central de los bordes superiores, tal como lo muestra el isograma de tensiones de la Figura 7.7. Al cabo de muchas repeticiones de carga, el material alcanza una fatiga que se manifiesta en la aparición de fisuras en esos puntos, los que luego se propagan hacia abajo afectando todo el espesor de la losa, como se ilustra en la Figura 7.8. Esta claro que si en los sectores de altos esfuerzos de flexo-tracción preexisten fisuramientos iniciados por retracción plástica en el concreto fresco, la propagación de las fisuras se facilita grandemente y la fatiga se acelera. Este modo de fisuración se ve confirmado en el terreno por el típico patrón de agrietamiento transversal y oblicuo que caracteriza a los pavimentos de concreto.²⁵

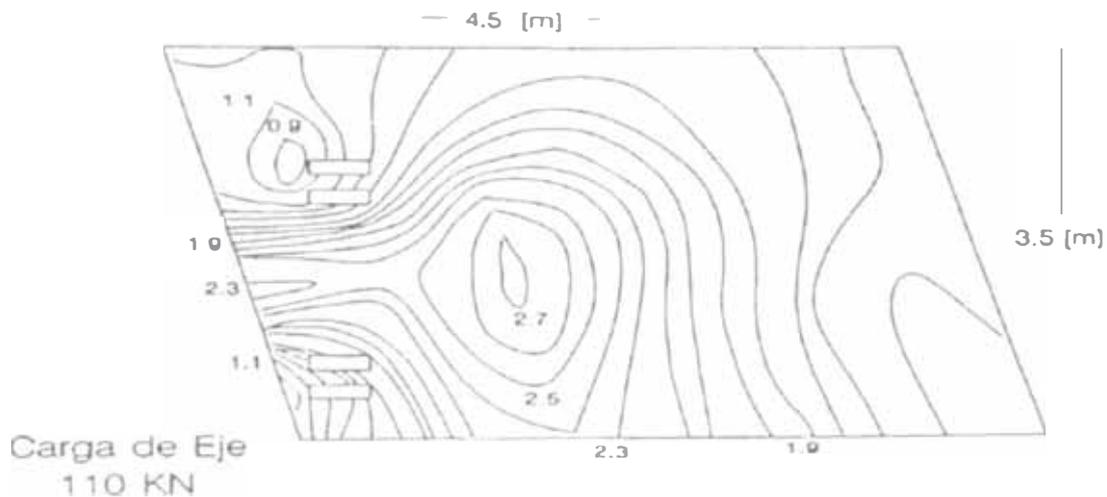


Figura N° 7.7.- Curvas de isoesfuerzo (Mpa) de tracción en la cara superior de una losa con alabeo cóncavo.

²⁵ M. Poblete; Nuevos Conceptos a considerar en el diseño construcción y conservación de pavimentos de hormigón.

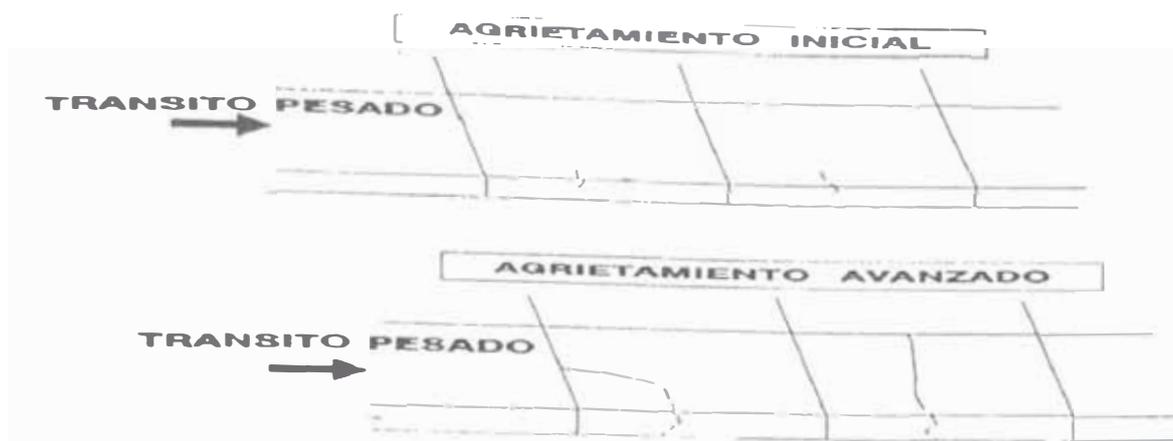


Figura N° 7.8.- Patrón de agrietamiento

7.4 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO

Esta sección describe las principales características estructurales que son necesarios para predecir el deterioro de los pavimentos de concreto, agrupándolos en los siguientes ítems:

- Propiedades de los materiales
- Condiciones de drenaje
- Porcentaje de acero de refuerzo
- Eficiencia de la transferencia de carga
- Ensanche exterior de los carriles

7.4.1 Propiedades de los materiales

• Modulo de Elasticidad del concreto (E_c)

El modulo de elasticidad del concreto se puede obtener a partir de un análisis de deflexión medida en campo o a partir de una prueba de laboratorio (por ejemplo, de acuerdo al procedimiento descrito en *ASTM C469*). El modulo de elasticidad del concreto también puede estimarse mediante una correlación con la resistencia a la compresión del concreto (*American Concrete Institute*) expresado por la siguiente ecuación:

$$E_c = 57000(f'_c)^{0.5} \quad (7.1)$$

Donde:

E_c : Modulo de elasticidad del concreto (psi)



Resistencia a la compresión del concreto (psi). Determinado usando el procedimiento descrito en AASHTO (T22-92), AASHTO (T140-92) o ASTM C39

El valor del modulo de elasticidad del concreto usado en los modelos de deterioro incluidos en el IIDM-4 es 5,000,000 psi.

- **Modulo de Ruptura del concreto (MR28)**

El modulo de ruptura es una medida de la resistencia a la flexión del concreto. Durante la vida útil del pavimento los niveles de tensión pueden exceder el modulo de ruptura en ciertos puntos causando la fatiga y el agrietamiento de la losa.

El modulo de ruptura se mide a los 28 días y se denota por MR28. Puede determinarse usando los procedimientos de la AASHTO T97 y ASTM C78, o estimarse usando el modulo de elasticidad del concreto, que se puede obtener a partir de los resultados de la prueba *Falling Weight Deflectometer* (FWD) o a partir de pruebas de laboratorio. La ecuación empírica (*Foxworthy (1985)*) para estimar el modulo de ruptura es la siguiente:

$$MR = 43.5 \left(\frac{E_c}{10^6} \right) + 488.5 \quad (7.2)$$

Donde:

MR: Modulo de Ruptura del concreto (psi)

E_c : Modulo de Elasticidad del concreto (psi)

Los modelos de deterioro para pavimentos de concreto consideran el modulo de ruptura a largo plazo. El valor del modulo de ruptura a largo plazo se estima incrementando el modulo de ruptura a los 28 días (MR28) en 11%.

- **El Coeficiente de expansión térmica del Concreto (α)**

El coeficiente de expansión térmica se usa para determinar las tensiones por el alabeo producido en un pavimento de concreto cuando éste está sujeto a una diferencia de temperatura entre el nivel superior y el nivel inferior de la losa. Las tensiones son mayores en los bordes de la losa, y pueden producir el agrietamiento de la losa generalmente cerca de su punto medio.

El coeficiente de expansión térmica varía con factores tales como la relación agua:cemento, la edad del concreto, la calidad de la mezcla, la humedad relativa, y el tipo de agregado de la mezcla. La tabla 7.1 muestra los valores típicos del coeficiente térmico del concreto de



acuerdo al tipo de agregado. Un valor de 5.5×10^{-6} es usado comúnmente en el análisis del concreto.

Tabla 7.1.- Valores típicos del coeficiente de expansión térmica del concreto

Origen del agregado	Coficiente Térmico del concreto(α) ($10^{-6}/^{\circ}\text{F}$)
Cuarzo	6.6
Arenisca	6.5
Grava	6.0
Granito	5.3
Basalto	4.8
Caliza	3.8

Fuente: AASHTO (1993)

- **El Coeficiente de Contracción del concreto (γ)**

Las losas de los pavimentos de concreto están sujetas a las variaciones diarias de la temperatura y humedad asociadas a los efectos de expansión y contracción. Una losa con un movimiento sin restricción en la dirección horizontal no desarrollaría tensiones por los efectos de expansión y contracción. Sin embargo en las condiciones reales existe alguna resistencia entre la losa y la base.

La contracción en los pavimentos de concreto es causada por la pérdida de agua en el proceso de secado. El coeficiente de contracción (γ) se usa en la evaluación de la abertura y cerrado de las juntas causado por las variaciones de la temperatura del medioambiente a las que están sujetas las losas.

La contracción y la resistencia del concreto dependen principalmente de la relación agua:cemento. Valores altos de la relación agua:cemento reducen la resistencia del concreto e incrementan el potencial de contracción. En consecuencia la contracción, puede ser considerada inversamente proporcional a la resistencia indirecta a la tensión del concreto. La tabla 7.2 puede ser empleado para estimar el coeficiente de contracción del concreto.

Tabla 7.2.- Relaciones aproximadas entre el coeficiente de contracción y la resistencia indirecta a la tensión del concreto

Resistencia indirecta a la tensión (psi)	Coficiente de contracción (in/in)
300 (o menos)	0.0008
400	0.0006
500	0.00045
600	0.0003
700 (o mayor)	0.0002

Fuente: AASHTO (1993)



- **La Relación de Poisson para el concreto (μ)**

Para materiales tratados con cemento, el valor de μ varia normalmente entre 0.10 y 0.25. Generalmente 0.15 se acepta como un valor representativo.

- **El Modulo de Elasticidad de las barras de acero (dowels) (E_s)**

Los dowels pueden ser usadas para transferir (o distribuir) las cargas a través de las discontinuidades tales como las juntas transversales. El valor del modulo de elasticidad de las barras de transferencia de carga asignado dentro del modelo de deterioro es 2.9×10^7 psi (2.0×10^5 MPa).

- **El Modulo de Elasticidad de la Base (E_{base})**

La rigidez de la base influye en el comportamiento global de los pavimentos de concreto, ya que la losa se apoya sobre ésta. El drenaje tiene un efecto significativo en el comportamiento de la base. Una base más rígida generalmente proporciona un mejor apoyo a la losa, así mismo reduce la ocurrencia del escalonamiento de las juntas transversales. Sin embargo, una base muy rígida puede incrementar el efecto de alabeo inducidos por cambios de temperatura o humedad, e incrementando el agrietamiento transversal. La tabla 7.3 proporciona valores típicos del modulo de elasticidad para diferentes tipos de base.

Tabla 7.3.- Modulo de Elasticidad por tipo de base

Tipo de Base	Modulo de Elasticidad de la Base (psi)
Granular (GB)	25000
Asfalto tratado (Asphalt treated-AB)	600000
Cemento tratado (Cement treated-SB)	400000
Concreto Pobre (Lean Concrete-RB)	1000000

Fuente: AASHTO (1993)

Los efectos de una base estabilizada fueron considerados en el modelo de agrietamiento.

- **El Modulo de Reacción de la subrasante (KSTAT)**

El modulo de reacción de un material es una constante elástica que define la rigidez del material o resistencia a la deformación, bajo ciertas condiciones de carga. El modulo de reacción de la subrasante se define por la siguiente ecuación:

$$KSTAT = \frac{R_{PRESS}}{DEF} \quad (7.3)$$



Donde:

KSTAT: Modulo de reacción de la subrasante (pci)
 RPRESS: Presión de reacción (psi)
 DEF: Deflexión en el plato (in)

El valor de KSTAT puede ser determinado a través de la prueba de placa de carga, donde la deflexión es el desplazamiento de una placa circular de 30 pulgadas de diámetro sujeto a una presión estática. El KSTAT se expresa en libras por pulgadas cúbicas (pci). La asunción asociada con la determinación del valor de KSTAT es que la placa esta en completo contacto con el suelo de la subrasante y que el suelo es elástico.

7.4.2 Condiciones de Drenaje

El drenaje es uno de los factores que más influyen en el comportamiento de muchos de los pavimentos de concreto. El agua que se filtra a través de las grietas y las juntas de la losa de concreto a menudo produce la pérdida de la uniformidad del apoyo que brinda la subrasante, provocando a su vez el escalonamiento de juntas transversales en el pavimento debido a la redistribución del material de la sub base y base.

El efecto del drenaje en los pavimentos de concreto se incorporó en los modelos de deterioro a través del uso del coeficiente de drenaje (C_d). El coeficiente de drenaje esta definido por la calidad del drenaje y el porcentaje de tiempo durante el año en la que la estructura del pavimento se expondría normalmente a niveles de humedad cercanos a la saturación (AASHTO (1986)). La calidad del drenaje se basa en la velocidad en la que el agua es retirada de la estructura del pavimento y se determina por:

El tiempo que la base necesita para drenar el 50% del agua de saturación.

Esto es equivalente al tiempo de saturación (T_{50}) dada en la tabla 7.4 y los valores asociados para el coeficiente drenaje están dadas en la tabla 7.5

Tabla 7.4.- Relaciones entre el tiempo de drenaje y la calidad del drenaje

Calidad del Drenaje	Agua removida en (T_{50})
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	7 semanas
Malo	1 mes
Muy Malo	Agua no drenada

Fuente: AASHTO (1993)



Tabla 7.5.- Valores recomendados del coeficiente de drenaje (C_d) para pavimentos de concreto

Calidad de drenaje	Porcentaje de tiempo que el pavimento es expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1 - 5 %	5 - 25 %	> 25 %
Excelente	1.25 – 1.20	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10
Bueno	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00
Regular	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90
Malo	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80
Muy Malo	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80 – 0.70	0.70

Fuente: AASHTO (1993)

La tabla 7.6 muestra una matriz simplificada que puede ser usado para estimar el coeficiente de drenaje (*RIPPER (1995)*).

Tabla 7.6.- Matriz simplificada para el coeficiente de drenaje (C_d) de la AASHTO

Drenes laterales	Niveles de Precipitación	Fine subgrade		Coarse subgrade	
		Base Impermeable	Base Permeable	Base Impermeable	Base Permeable
No	Lluvioso (húmedo)	0.85 - 0.95	0.70 – 0.90	0.75 – 0.95	0.90 – 1.00
	Seco (árido)	0.95 – 1.05	0.90 – 1.10	0.90 – 1.15	1.00 – 1.10
Si	Lluvioso (húmedo)	1.00 – 1.10	0.75 – 0.95	0.90 – 1.10	1.05 - 1.15
	Seco (árido)	1.10 – 1.20	0.95 – 1.15	1.10 – 1.20	1.15 – 1.20

Fuente: RIPPER (1995)

Notas:

- 1 (a) Coarse Subgrade Suelos clasificados como A-1 a A-3
- (b) Fine Subgrade Suelos clasificados como A-4 a A-7, de acuerdo al Sistema de clasificación de suelos de la AASHTO

- 2 Base Permeable $k = 1000$ pies/día (305 m/día) o $C_u \leq 6$

- 3 (a) Clima lluvioso (húmedo) Precipitación > 25 pulgadas/año (635 mm/año)
- (b) Clima seco (árido) Precipitación ≤ 25 pulgadas/año (635 mm/año)

7.4.3 El Porcentaje de acero de refuerzo

El propósito del acero de refuerzo distribuido es la de disminuir el agrietamiento debido a los esfuerzos de tensión inducidos y la de reducir la abertura de cualquier grieta que pueda formarse, manteniendo así el pavimento como una unidad integral. La cantidad de refuerzo requerido se expresa como un porcentaje del área de la sección transversal del concreto, denotado como PSTEEL.

El requerimiento de acero de refuerzo en pavimentos de concreto varía entre los tipos de pavimentos JR y CR.



7.4.4 Eficiencia de la Transferencia de Cargas

- **Eficiencia de la transferencia de carga en las juntas transversales**

La transferencia efectiva de las cargas de tráfico de una losa a otra reduce los niveles de los esfuerzos de tensión en las losas y las deformaciones asociadas de las losas en las juntas. Esta situación ayuda a disminuir el deterioro reduciendo el bombeo (pumping), la pérdida de soporte y la ruptura del borde de las losas. La transferencia de cargas a través de las juntas transversales pueden efectuarse a través de dowels, agregados entrelazados o una combinación de ambos mecanismos.

La transferencia de carga en las juntas puede ser evaluada con equipamiento tales como el Falling Weight Deflectometer (FWD), registrando las deformaciones desde ambos lados de las juntas (el cargado y el descargado). El porcentaje de carga transferida a través de una junta se denota por LT y se expresa como sigue:

$$LT = \left(\frac{DEF_{unid}}{DEF_{load}} \right) \cdot 100 \quad (7.4)$$

Donde:

LT: Porcentaje de carga transferida a través de una junta
DEF_{unid}: Deflexión del lado descargado de la junta (in)
DEF_{load}: Deflexión del lado cargado de la junta (in)

La eficiencia de la transferencia de carga se usa en el cálculo del máximo esfuerzo producido en el sistema dowel – concreto. Teóricamente, si un dowel es 100% eficiente es capaz de asignar la mitad de la carga aplicada a cada losa. Sin embargo, una reducción en la eficiencia de la transferencia de carga podría producirse en la vida del pavimento, debido a la pérdida del vínculo en la zona donde el dispositivo de transferencia de carga esta embebida en la losa de concreto o debido al deterioro del mecanismo de entrelazado entre los agregados. Generalmente, la reducción en la eficiencia de la transferencia de carga aumenta como el aumento de las cargas de tráfico ya que la transferencia de carga del agregado decrece con las repeticiones de carga. La reducción en la eficiencia de la transferencia de carga puede asumirse alrededor del 5% al 10%, en consecuencia el valor de LT usado en el modelo de deterioro es 45%.



- **Eficiencia de la transferencia de carga entre la losa y la berma**

Las bermas de concreto anexas contribuyen sustancialmente a mejorar el comportamiento global del pavimento, produciendo una reducción en la tensión de la losa y un incremento en la vida de servicio. Estos efectos son considerados en el modelo de agrietamiento a través de la eficiencia en la transferencia de carga (LTE_{sh}) entre la losa y la berma definido en términos de tensión. La variable LTE_{sh} esta dada por la siguiente expresión:

$$LTE_{sh} = \left(\frac{STRESS_{unid}}{STRESS_{load}} \right) \cdot 100 \quad (7.5)$$

Donde:

LTE_{sh} : Eficiencia en la transferencia de carga entre la losa y la berma (%)
 $STRESS_{unid}$: Tensión en el lado descargado de la junta (psi)
 $STRESS_{load}$: Tensión en el lado cargado de la junta (psi)

Si las bermas de concreto anexas son proporcionadas en la construcción del pavimento original, un valor de $LTE_{sh}=20\%$ puede ser usado. Si las bermas son proporcionadas sobre un pavimento existente el valor de LTE_{sh} puede ser tomado como 10%.

7.4.5 Ensanche exterior de los carriles

Se refiere a una construcción original que incorpora un ensanche al carril adyacente a las bermas. El principal beneficio asociado con un ensanche exterior del carril es la reducción de la tensión en el borde exterior de la losa ya que las cargas de la ruedas son mantenidas a una distancia desde el borde del pavimento.

Los efectos del ensanche de los carriles en el comportamiento de los pavimentos de concreto son considerados en los modelos de agrietamiento y escalonamiento de juntas transversales.

7.5 INDICADORES DE PERFORMANCE DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

7.5.1 Agrietamiento

Existen tres tipos de agrietamiento identificados en los pavimentos de concreto:

- Agrietamiento Transversal
- Agrietamiento Longitudinal
- Agrietamiento por Durabilidad

Las grietas transversales son predominantemente perpendiculares al eje central del camino (figura 7.9). El agrietamiento transversal puede ocurrir por diversas razones. Fuertes

gradientes de temperatura a través de la losa, cargas de vehículos pesados y contracción del concreto al momento de la construcción puede producir tensiones en la losa originando el agrietamiento transversal. Generalmente, en pavimentos de concreto simple, este tipo de agrietamiento se debe a las repeticiones continuas de una combinación entre el alabeo térmico y la carga de los vehículos. Una vez producidas las grietas transversales éstas permiten la introducción de agua y de materiales incompresibles.

Las grietas transversales se manifiestan en tres niveles de severidad, de acuerdo a *SHRP (1993)*.

- **Baja:** Grietas con un ancho menor a 3 mm, sin spalling o faulting visible; o bien sellados, con un ancho indeterminable.
- **Media:** Grietas con un ancho entre 3 y 6 mm, o con spalling menor que 75 mm, o faulting menor que 6 mm.
- **Alta:** Grietas con un ancho mayor que 6 mm, o spalling mayor que 75 mm, o faulting mayor que 6 mm.

La predicción del agrietamiento transversal es importante, ya que éste es un buen indicador del estado estructural del pavimento y una presencia excesiva puede afectar la funcionalidad del pavimento. Esto explica, que en la revisión de modelos de predicción sólo se halla encontrado modelos para este tipo de agrietamiento.

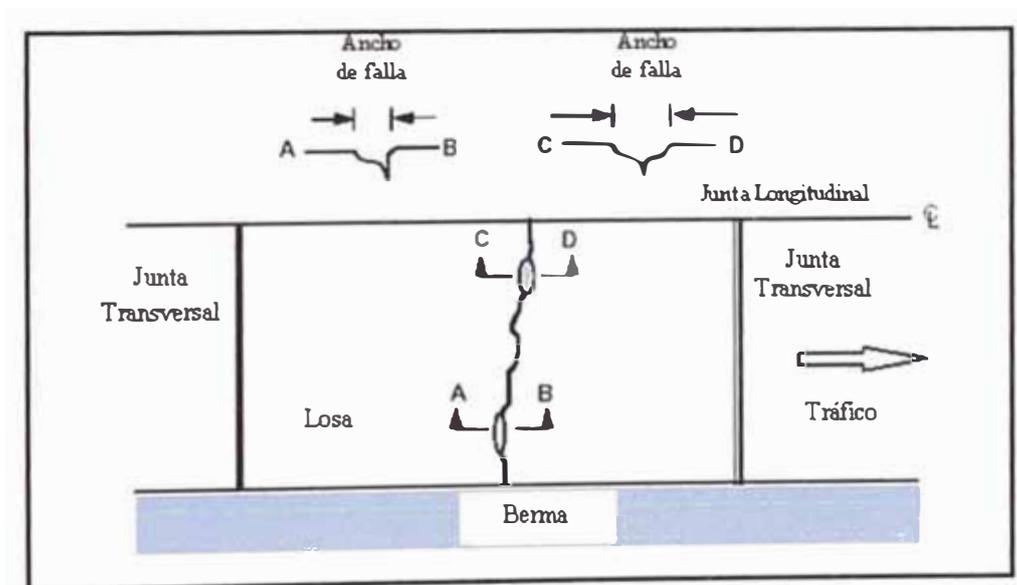


Figura 7.9.- Agrietamiento Transversal



Las grietas longitudinales son predominantemente paralelas al eje del camino.

Las grietas por durabilidad son grietas finas muy cercanas y con forma de un cuarto de luna, ocurre en las inmediaciones de las juntas, grietas, o en los bordes del pavimento; ellas aparecen en las esquinas de la losa como un grupo de grietas poco visibles. Se produce por la reactividad álcali-sílice de los agregados que conforman el concreto, cuando éstos se congelan y expanden.

7.5.2 Escalonamiento de Juntas y Grietas Transversales

Denominado en inglés *faulting*, este deterioro se refiere al desnivel entre dos superficies de pavimento, separadas por una junta transversal o una grieta (figura 7.10).

Las posibles causas del escalonamiento de juntas y grietas transversales son:

- Deficiencia en el traspaso de cargas entre las losas.
- Asentamiento diferencial de la subrasante.
- Drenaje insuficiente.

El faulting es causado también por la pérdida de material debajo de una losa y el incremento de material fino debajo de las losas cercanas. Este flujo de material fino es llamado bombeo (*pumping*), y es causado por la presencia de elevados niveles de humedad debajo de una losa que soporta la carga de tráfico pesado. Los efectos del alabeo térmico, la humedad y la falta de transferencia de carga entre las losas incrementan el *pumping*.

Se puede establecer niveles de severidad en función de la altura del desnivel, pero lo mejor es establecerlo en función del aumento de las irregularidades (IRI, índice de rugosidad internacional) que este deterioro origina.

Para clasificar la severidad individualmente, se puede considerar lo siguiente:

- **Baja:** Desnivel ≤ 5 mm
- **Media:** $5 < \text{Desnivel} < 10$ mm
- **Alta:** Desnivel > 10 mm

El escalonamiento es medido como el promedio del desnivel de todas las juntas transversales dentro de la sección de pavimento en consideración.

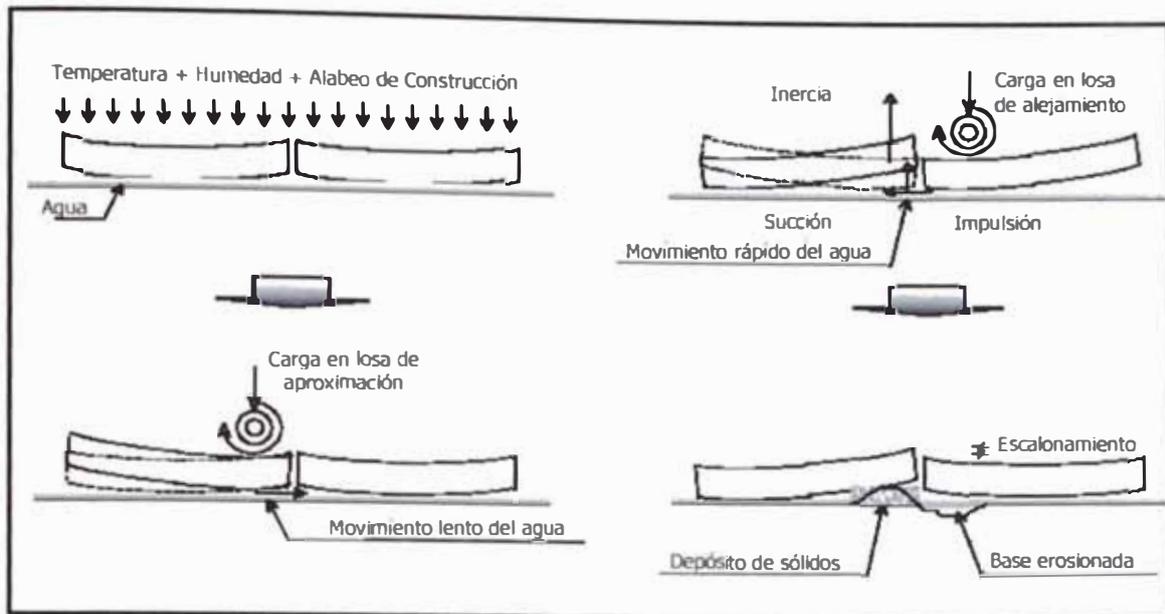


Figura 7.10.- Desarrollo del escalonamiento de juntas y grietas transversales (Faulting)

7.5.3 Deterioro de las juntas transversales

Denominado en inglés *spalling*. Se refiere a la rotura o desintegración de las aristas de una junta transversal, con pérdida de material, que ocurre dentro de una distancia máxima de 0.60 m desde la junta transversal (figura 7.11). El *spalling* ocurre en pavimentos de concreto simple con juntas y en pavimentos de concreto reforzados con juntas. El *spalling* generalmente no se extiende en todo el espesor de la losa, pero intercepta a la junta con un ángulo. El deterioro de juntas transversales puede ser causado por una variedad de factores incluyendo:

- La presencia de materiales incomprensibles en la junta produce excesiva tensión en la junta. Esto produce una fractura o la separación del borde de la junta cuando la losa se expande en condiciones de temperaturas altas.
- Desintegración del concreto bajo elevadas cargas de tráfico.
- Inadecuada consolidación del concreto en la junta.
- Mal diseño o mala construcción del sistema de transferencia de carga.
- Debilitamiento de los bordes de la junta debido a un acabado excesivo u otro defecto de construcción.

El deterioro de juntas transversales o *spalling* se manifiestan en tres niveles de severidad, de acuerdo a *SHRP (1993)*:

- **Baja:** Spalling menor de 75 mm de ancho, medida desde el centro de la junta, con o sin pérdida de material.
- **Media:** Spalling entre 75 mm y 150 mm de ancho, medida desde el centro de la junta, con pérdida de material.
- **Alta:** Spalling mayor de 150 mm de ancho, medida desde el centro de la junta, con pérdida de material.

Para la medición del deterioro de juntas transversales se establece para cada nivel de severidad la longitud de juntas con *spalling*.

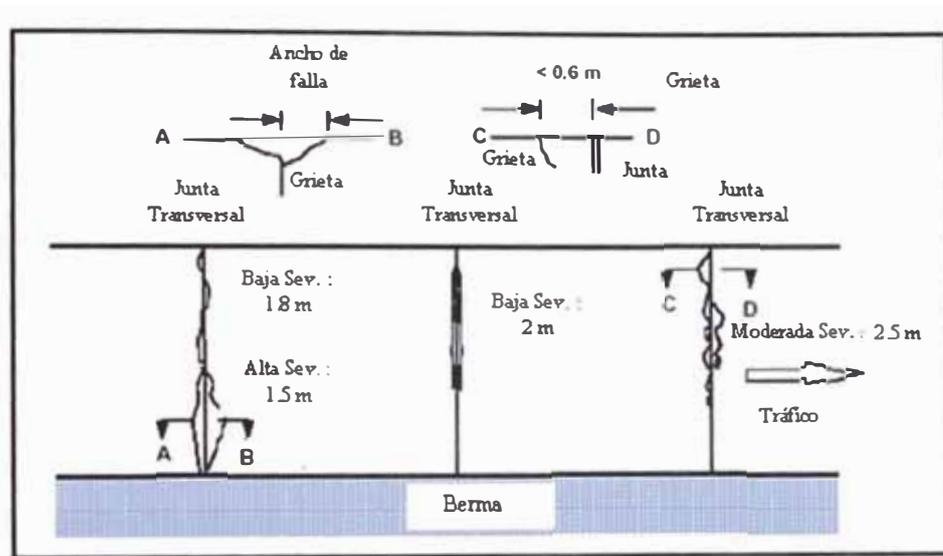


Figura 7.11.- Deterioro de juntas transversales (Spalling)

7.5.4 Pérdida de la Serviciabilidad

El *Present Serviceability Rating* (PSR) es una medida subjetiva que el usuario da a la calidad de rodado del camino. La categorización se basa en la intensidad de diferentes tipos de deterioro (por ejemplo, distorsiones transversales, agrietamiento, spalling, faulting y deterioro superficial) y se encuentra en un rango de 0 para una condición muy mala, a 5 para una condición muy buena, tal como se muestra en la tabla 7.7. Esta categorización de la condición superficial del pavimento fue desarrollado por ingenieros de la AASHO Road Test (1962), y ha sido correlacionado con varios indicadores de la rugosidad, tales como la varianza de la pendiente longitudinal (*slope variance*) y el Índice de Rugosidad Internacional (IRI).



Tabla 7.7.- Escala de valores de PSR

PSR	CONDICIÓN
0 – 1	Muy mala
1 - 2	Mala
2 - 3	Regular
3 - 4	Buena
4 - 5	Muy Buena

7.5.5 Failures

Este es el principal deterioro que ocurre en pavimentos de concreto continuamente reforzados. Los failures incluyen la pérdida y la rotura del acero de refuerzo y el spalling de las grietas transversales. Estos son causados por elevadas fuerzas de tensión inducidas en el concreto y en el acero de refuerzo por las cargas de tráfico y los cambios del medioambiente. La mayoría de las actividades de mantenimiento llevadas a cabo en pavimentos de concreto continuamente reforzados están directamente relacionados a los failures. Los failures son medidos en número por milla (o km).

7.5.6 Otros Defectos

Existen otros defectos que ocurren en un pavimento de concreto, como por ejemplo:

- **Levantamiento localizado;** levantamiento de la losa, localizado a ambos lados de una junta transversal o grieta. Habitualmente el concreto afectado se quiebra en varios trozos.
- **Asentamientos;** desviación longitudinal de las superficies del pavimento con relación a su perfil original. Se le considera cuando la deformación es mayor de 25 mm y compromete una longitud mayor de un paño.
- **Desintegración;** desintegración progresiva de la superficie perdiéndose primero la textura y luego el mortero, quedando expuesto el árido grueso.
- **Baches;** hoyos en la superficie del pavimento, sin relación con otras fallas.
- **Deficiencias del sellado;** deterioro del sello de las juntas que permite la introducción de materiales incomprensibles (piedras, arenas, etc) y/o la infiltración de una considerable cantidad de agua superficial. Se considera como deterioro del sello cualquiera de los siguientes defectos: endurecimiento, despegado de una o ambas paredes, fluencia fuera de la caja, carencia total, incrustación de materiales ajenos y crecimiento de vegetación.
- **Descenso de la berma;** es la diferencia de altura entre el borde externo del pavimento y la berma.



- **Textura inadecuada;** carencia o pérdida de la textura superficial necesaria para que exista una fricción adecuada entre el pavimento y los neumáticos.
- **Deterioro de parches;** área superior a 0.1 m² o losa completa que ha sido removida o reemplazada por un material que puede ser concreto o asfalto y que se encuentra deteriorada.

7.6 MODELOS EXISTENTES DE PAVIMENTOS DE CONCRETO

El programa americano denominado *Sistema de Evaluación de Pavimentos de Concreto* (COPES) fue el primer esfuerzo comprensivo para desarrollar modelos de deterioro para pavimentos de concreto. En él se desarrollaron modelos para pavimentos de concreto simple con juntas y para pavimentos de concreto reforzados con juntas, se modelaron deterioros, tales como: escalonamiento de juntas transversales, deterioro de juntas, agrietamiento y el Present Serviceability Rating (PSR).

A continuación se presentan los modelos revisados en el estudio *Improved Prediction Models for PCC Pavement Performance-Related Specifications, Volumen I : Final Report*, que tenía entre sus objetivos validar y mejorar los modelos de predicción del deterioro de pavimentos de concreto usados actualmente.

7.6.1 Modelos de Escalonamiento de Juntas Transversales

▪ *Modelo desarrollado por el SHRP P-020*

Un estudio del *Strategic Highway Research Program* (SHRP) dirigido por *Simpson et al.* en 1994, titulado *Early Analysis of LTPP General Pavement Studies Data*, desarrolló por separado modelos de escalonamiento (*faulting*) para pavimentos de concreto simple con juntas (JPCP), con dowels y sin dowels.

Modelo de faulting para JPCP con dowels (SHRP P-020)

$$FAULTD = CESAL^{0.25} \cdot \left[0.0238 + 0.0006 \left(\frac{JTSPACE}{10} \right)^2 + 0.0037 \left(\frac{100}{KSTATIC} \right)^2 + 0.0039 \left(\frac{AGE}{10} \right)^2 - 0.0037 EDGESUP - 0.0218 DOWELDIA \right] \quad (7.6)$$

Donde:

- FAULTD: Faulting en la junta transversal (in)
 CESAL: ESAI.s acumulado (millones)
 JTSPACE: Espaciamiento entre las juntas transversales (pies)



KSTATIC: Valor recalculado del K – estático (psi/in)
AGE: Edad desde la construcción (años)
EDGESUP: Apoyo de borde
 = 1 , Berma de concreto
 = 0 , cualquier otro tipo de berma
DOWELDIA: Diámetro de los dowels (in)

Estadísticos:

N: 59 (número de datos)
 R^2 : 0.534 (coeficiente de correlación)
 SEE: 0.028 in (0.7 mm) (desviación estándar)

Modelo de faulting para JPCP sin dowels (SHRP P-020)

$$FAULTND = CESAL^{0.25} \left[\begin{array}{l} -0.07575 + 0.0251\sqrt{AGE} + 0.0013\left(\frac{PRECIP}{10}\right)^2 \\ + 0.0012\left(FI \cdot \frac{PRECIP}{1000}\right) - 0.0378DRAIN \end{array} \right] \quad (7.7)$$

Donde:

FAULTND: Faulting de la junta transversal (in)
CESAL: ESALs acumulado (millones)
PRECIP: Precipitación media anual (in)
FI: Índice de congelamiento (°F- días) (*)
AGE: Edad desde la construcción (años)
DRAIN: Tipo de drenaje
 = 1 , subdren longitudinal
 = 0 , en otros casos

Estadísticos:

N: 25
 R^2 : 0.55
 SEE: 0.047 in (1.2 mm)

(*) El índice de congelamiento (FI) se define como la diferencia entre la temperatura ambiental y 0°C. El índice de congelamiento es negativa cuando la temperatura ambiental está por debajo de 0°C y positiva en el otro caso.

El índice de congelamiento se calcula según la siguiente expresión:

$$FI = \sum_{i=1}^{ndays} ABS[MIN(TEMP,0)]$$

Donde:

FI: Índice de congelamiento
TEMP: Temperatura (° C)
Ndays: Número de días en una estación helada



▪ **Modelo desarrollado por la FHWA RPPR 1997**

En 1997, *Yu et al*, también desarrolló por separado modelos para el faulting en JPCP con dowels y sin dowels como parte del proyecto FHWA RPPR. El desarrollo de estos modelos identificó las características de diseño y las condiciones de sitio que afectan significativamente el faulting en las juntas transversales.

Modelo de faulting para JPCP con dowels (RPPR)

$$FAULTD = CESAL^{0.25} \left[\begin{array}{l} 0.0628 - 0.0628C_d + 0.3673(10^{-8}).BSTRESS^2 \\ + 0.4116(10^{-5}).JTSPACE^2 + 0.7466(10^{-9}).FI^2.PRECIP^{0.5} \\ - 0.009503BASE - 0.01917WIDENLANE + 0.0009217AGE \end{array} \right] \quad (7.8)$$

Donde:

FAULTD:	Faulting de la junta transversal (in)
CESAL:	ESALs acumulado (millones)
C _d :	Coficiente de drenaje de la AASHTO modificado
BSTRESS:	Máxima relación de esfuerzos dowel/concreto , psi
JTSPACE:	Separación entre juntas transversales, pies
FI:	Índice de congelamiento , °F-días
PRECIP:	Precipitación media anual (in)
BASE:	Tipo de base = 0, base no estabilizada = 1, base estabilizada
WIDENLANE:	Ensanche del carril = 0, si no hay ensanche = 1, si tiene ensanche
AGE:	Edad desde la construcción, años

Estadísticos:

N=146

R²= 0.60

SEE= 0.022 in (0.56 mm)

Modelo de faulting para JPCP sin dowels (RPPR)

$$FAULTND = CESAL^{0.25} \left[\begin{array}{l} 0.2347 - 0.1516C_d - 0.000250 \left(\frac{Hpcc^2}{JTSPACE^{0.25}} \right) \\ - 0.0115BASE + 0.7784(10^{-7}).FI^{1.5}.PRECIP^{0.25} \\ - 0.002478DAYS90^{0.5} - 0.0415WIDENLANE \end{array} \right] \quad (7.9)$$

Donde:

FAULTND:	Faulting de la junta transversal (in)
CESAL:	ESALs acumulado (millones)
C _d :	Coficiente de drenaje de la AASHTO modificado



H _{ppc} :	Espesor de la losa de concreto (in)
JTSPACE:	Separación entre juntas transversales (pies)
FI:	Índice de congelamiento, °F-días
PRECIP:	Precipitación media anual (in)
BA E:	Tipo de base = 0, base no estabilizada = 1, base estabilizada
WIDENLANE:	Ensanche del carril = 0, si no hay ensanche = 1, si tiene ensanche
DAYS90:	Número anual de días calurosos (días con una temperatura máxima mayor que 32 °C (90 °F))

Estadísticos:
 N=131
 R²=0.45
 SEE=0.034 in (0.86 mm)

▪ **Modelo desarrollado por la ACPA**

En 1994, *Wu et al*, desarrolló por separado modelos empíricos mecanicistas para el faulting de JPCP con dowels y sin dowels, para la *American Concrete Paving Association (ACPA)*. Estos modelos eran extensiones de los modelos originalmente desarrollados por la *Portland Cement Association (PCA)* en 1977. Estos modelos eran los únicos que incluían la erosión entre la base y el material de subrasante como el principal factor en el desarrollo del faulting. Usando los conceptos de Miner, el porcentaje de daño por erosión en la esquina de la losa era calculado usando la siguiente expresión:

$$EROSION = 100 \cdot \sum_i n_i \cdot \frac{C_2}{N_i} \quad (7.10)$$

Donde:
 EROSION: Porcentaje de daño por erosión
 n_i: Número esperado de ejes de repeticiones de carga para cada grupo de ejes i
 N_i: Número aceptable de repeticiones para el grupo de ejes i
 C₂: 0.06 para pavimentos sin bermas de concreto
 0.94 para pavimentos con bermas de concreto

El número aceptable de repeticiones de carga (N) fue calculado como una función de la fuerza, o relación de trabajo, de cada eje que pasa en la esquina de la losa. Esta ecuación es la siguiente:

$$\text{Log}N = 14.524 - 6.777(C_1 \cdot P - 9)^{0.103} \quad (7.11)$$



Donde:

- N: Repeticiones de carga aceptables para el final del periodo de diseño
P: Fuerza (relación de trabajo) de cada eje que pasa por la esquina de la losa
 C_1 : $1 - (KSTATIC / 2000 * |4/Hpcc|)^2$
KSTATIC: Modulo de reacción de la subrasante, psi / in
Hpcc: Espesor de la losa, (pulgadas)

La fuerza de cada eje que pasa por la esquina de la losa es calculado usando la siguiente ecuación:

$$P = 268.7 * p^2 / Hpcc / KSTATIC^{0.73} \quad (7.12)$$

Donde:

- P: Fuerza (relación de trabajo) de cada eje que pasa por la esquina de la losa
p: Presión en la interfase losa – fundación, psi.

Finalmente, los modelos desarrollados a partir del estudio de la ACPA fueron los siguientes:

$$FAULTD = EROSION^{0.25} \left(0.0038332 \left(\frac{PRECIP}{10} \right)^{1.84121} + 0.0057763 JTSPACE^{0.38274} \right) \quad (7.13)$$

$$FAULTND = EROSION^{0.25} \left(9.75873(10^{-4}) PRECIP^{0.91907} + 0.0060291 JTSPACE^{0.54428} - 0.016799 DRAIN \right) \quad (7.14)$$

Donde:

- FAULTD: Faulting de la junta transversal en pavimentos con dowels (in)
FAULTND: Faulting de la junta transversal en pavimentos sin dowels (in)
EROSION: Porcentaje de daño por erosión
PRECIP: Precipitación anual (in)
JTSPACE: Separación entre juntas transversales, pies
DRAIN: Variable que indica la presencia de drenes laterales
= 1, si existen drenes laterales
= 0, si no existen drenes laterales

Una evaluación de estos modelos, realizadas por *Yu et al*, en 1998, encontró que generalmente estos estaban de acuerdo con los modelos de faulting para pavimentos concreto simple con juntas desarrollados en los estudios de RPPR y SHRP P-02. Además se observó que el espesor de la losa de concreto es un parámetro significativo que tiene una relación inversa con el desarrollo del faulting (por ejemplo un incremento en el espesor de la losa produce una disminución en el faulting). También es importante notar que la presencia de los



drenes laterales fue incluida en el modelo correspondiente para pavimentos sin dowels, mientras que no fueron consideradas variables relacionadas al drenaje en el modelo para pavimentos con dowels.

▪ **Modelo desarrollado por la FHWA NAPCOM**

A partir del estudio *FHWA Nationwide Pavement Cost Model* (NAPCOM) completado en 1997, *Owusu-Antwi et al*, desarrolló el siguiente modelo empírico mecanicista de faulting para pavimentos de concreto simple con juntas con dowels y sin dowels.

$$FAULT = DAMAGE^{0.23} \cdot (0.35 - 0.0277BASE - 0.25C_d + 2.17(10^{-5})FI) \quad (7.15)$$

Donde:

FAULT:	Faulting de la junta transversal (in)
DAMAGE:	n/N
n:	Número acumulado de ejes de carga aplicados, (en miles)
N:	Número admisible de ejes de carga, (en miles)
C _d :	Coefficiente de drenaje de la AASHTO
BASE:	Tipo de base = 1, base erosionada = 0, base no erosionada
FI:	Indice de congelamiento, °F-días

Estadísticos:

N: 101

R²: 0.52

SEE: 0.03 in (0.8 mm)

El número admisible de aplicaciones de carga (N) se define como:

$$\log N = 4.27 - 1.6 \log(DE - 0.002) \quad (7.16)$$

Donde:

N:	Número admisible de aplicaciones de carga, en miles
DE:	Densidad diferencial de la energía elástica de la subrasante

El modelo NAPCOM ilustra que la presencia de los dowels reduce significativamente el faulting, reduciendo la densidad diferencial de la energía elástica de la subrasante. Los resultados del modelo muestran que una base estabilizada, la rigidez de la subrasante, y un mejor drenaje están relacionados inversamente con el faulting.



▪ **Modelo desarrollado por el LTPP Data Analysis Study**

En 1999, *Titus-Glover et al*, recalibró los modelos desarrollados en 1997 del estudio NAPCOM mediante un contrato de análisis de datos FHWA LTPP. Este modelo usó únicamente los datos LTPP.

$$FAULT \ DAMAGE^{0.3} \cdot (0.05 + 0.00004WETDAYS - 0.0024DOWDIA - 0.025C_d \cdot (0.5 + BASE)) \quad (7.17)$$

Donde:

- FAULT: Faulting de la junta transversal (in)
- DAMAGE: n/N
- n: Número acumulado de ESAL de 90 kN (80 kip)
- N: Número aceptable de ESAL de 90 kN (80 kip)
- WETDAYS: Número anual promedio de días lluviosos
- DOWDIA: Diámetro del dowel (in)
- C_d: Coeficiente de drenaje de la AASHTO
- BASE: Tipo de base o subbase
= 0, base erosionada
= 1, base no erosionada

Estadísticos:

- N: 120
- R²: 0.56
- SEE: 0.03 in (0.8 mm)

La principal diferencia entre el modelo recalibrado y el modelo original del estudio NAPCOM es que el modelo recalibrado expresa el tráfico en términos de ESALs, mientras que el modelo original usa las cargas de ejes reales. Además, los efectos del clima son caracterizados con diferentes variables en los dos modelos. En el modelo original la influencia del clima se considera con el índice de congelamiento, mientras que en el modelo recalibrado se usa el número anual promedio de días lluviosos como el parámetro climático.

7.6.2 Modelos de Agrietamiento Transversal

▪ **Modelo desarrollado por el NCHRP Project 1-26**

A partir del estudio NCHRP 1-26 se desarrolló el siguiente modelo de agrietamiento transversal para pavimentos de concreto simple:

$$\%CRACKED = \frac{1}{0.01 + 0.0713(2.5949^{-\log I/D})} \quad (7.18)$$

Donde:

- %CRACKED: Losa agrietada (grietas transversales), %



FD: Daño acumulado total por fatiga que ocurre en la posición crítica de fatiga en la losa, definido como:

$$= \sum_{k=1}^p \sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^m \frac{n_{ijk}}{N_{ijk}}$$

n_{ijk} : Número de repeticiones de la tensión de borde del i-esimo día o noche para el k-esimo mes.

N_{ijk} : Número de repeticiones admisibles de la tensión de borde del i-esimo día o noche para el k-esimo mes.

i: Contador de los ejes de carga

j: Contador para el día o la noche

k: Contador para los meses durante el periodo de diseño

m: Número total de grupos de ejes de carga

p: Número total de meses en el periodo de diseño

El número admisible de ESAL de 80 kN (18 kip) (N) se define mediante la siguiente expresión:

$$N = 10 \left[\frac{\left(\frac{\sigma_{EDGE}}{MR_{28}} \right)^{5.367} \cdot \text{Log}(1-P)}{0.0032} \right]^{4.394} \quad (7.19)$$

Donde:

σ_{EDGE} : Esfuerzo total resultante en la dirección longitudinal en el fondo del borde de la losa de concreto cuando la carga de la rueda se localiza en el borde de la losa, psi.

MR_{28} : Modulo de ruptura del concreto a los 28 días (psi)

P: Probabilidad de falla

La ecuación de la tensión total resultante en la dirección longitudinal se define como:

$$\sigma_{EDGE} = \sigma_{TRAFFIC} + R \cdot \sigma_{CURLING} \quad (7.20)$$

Donde:

$\sigma_{TRAFFIC}$: Esfuerzo de borde debido a la carga de tráfico, psi

$\sigma_{CURLING}$: Esfuerzo de alabeo debido a la gradiente de temperatura en la losa, psi

R: Factor de reducción del esfuerzo de alabeo

Los esfuerzos en el borde debido a la carga de tráfico se obtienen usando la ecuación de *Westergaard* para una losa infinita bajo de una carga circular con una condición de borde libre. El esfuerzo de borde libre (σ_{FE}) calculado con la ecuación de *Westergaard* es



corregido por el tamaño de la losa, la presencia de una base estabilizada y un apoyo de borde, para que el resultado esté asociado a las condiciones reales a las que se encuentra sometida la losa. (Nota: los factores de corrección son aplicados como un intento para reproducir los resultados obtenidos mediante el programa de elementos finitos ILLI-SLAB). Finalmente la ecuación usada para calcular el esfuerzo de borde debido a la carga de tráfico corregido es el siguiente:

$$\sigma_{TRAFFIC} = f_{LTE} \cdot f_{SLAB} \cdot f_{BASE} \cdot \sigma_{FE} \quad (7.21)$$

Donde:

- f_{LTE} : Factor de corrección por el apoyo de borde
 f_{SLAB} : Factor de corrección por el tamaño de la losa
 f_{BASE} : Factor de corrección por la base

La ecuación para calcular el esfuerzo de borde libre de *Westergaard* es el siguiente:

$$\sigma_{FE} = \frac{3(1 + \mu_{PCC})}{\pi \cdot (3 + \mu_{PCC}) \cdot H_{PCC}^2} \cdot \frac{P}{2} \cdot \left(\ln \left(\frac{E_{PCC} \cdot H_{PCC}^3}{100(K) \cdot (a_e)^4} \right) + 184 - 0.75\mu_{PCC} + \frac{1 - \mu_{PCC}}{2} + 1.18(1 + 2\mu_{PCC}) \left(\frac{a_e}{\ell} \right) \right) \quad (7.22)$$

Donde:

- P: Carga total del eje (lb)
 H_{PCC} : Espesor de la losa de concreto (in)
 E_{PCC} : Modulo de elasticidad del concreto (psi)
 μ_{PCC} : Relación de Poisson de concreto
K: Coeficiente de reacción de la subrasante (psi/in)
 a_e : Radio equivalente (in), un radio equivalente es una unidad de rueda múltiple que se usa como el radio de carga de la ecuación de *Westergaard*, resultando el mismo esfuerzo del obtenido mediante el método de elementos finitos con la configuración real de la rueda
 ℓ : Radio de rigidez relativa losa – suelo de fundación (in)

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{E_{PCC} \cdot H_{PCC}^3}{12(1 - \mu_{PCC}^2)K}} \quad (7.23)$$

El esfuerzo causado únicamente por la diferencia de temperatura se determina usando la siguiente expresión de *Westergaard*:

$$\sigma_{CURLING} = \frac{C \cdot E_{PCC} \cdot ET \cdot \Delta T}{2} \quad (7.24)$$



Donde:

- $\sigma_{CURLING}$: Esfuerzo de alabeo debido a la gradiente de temperatura en la losa, psi
 C: Coeficiente que depende de la relación entre la longitud de la losa y el radio de rigidez relativa
 E_{PCC} : Modulo de elasticidad del concreto, psi
 ET: Coeficiente de expansión térmica del concreto
 ΔT : Diferencia de temperatura a lo largo del espesor de la losa, °F (definido como la diferencia de temperatura entre la parte superior y la parte inferior de la losa). Se recomendó predecir la distribución de diferencias de temperatura usando un modelo calibrado como *el modelo integrado de climas y materiales*.

▪ **Modelo desarrollado por la FHWA RPPR 1997**

En 1997, *Yu et al*, desarrolló un modelo de agrietamiento transversal para JPCP bajo un segundo contrato RPPR. Aunque este modelo usó la misma aproximación de los modelos RPPR 1990 y NCHRP Project 1-26, incluye un número de mejoras, tales como:

- El modelo fue calibrado con una más amplia fuente de datos.
- El efecto del alabeo y el encogimiento diferencial fue incorporado.
- Un procedimiento más riguroso para la dispersión del tráfico fue introducido.
- El procedimiento de calculo del esfuerzo critico fue corregido.

El modelo RPPR 1997, usa la siguiente relación entre el daño acumulado por fatiga (FD) y el porcentaje de losa agrietada (% CRACKED):

$$\%CRACKED = \frac{100}{1 + 4.15(FD)^{-1.52}} \quad (7.25)$$

Estadísticos:

- N: 465
 R^2 : 0.91
 SEE: 7.1

En este estudio, el daño por fatiga acumulada se define como:

$$FD = \sum_i \frac{pc(\sigma_{EDGE})n(\Delta T_i)}{N(\Delta T_i)} \quad (7.26)$$

Donde:

- FD: Daño por fatiga
 $n(\Delta T)$: Número de repeticiones de ESAL de 80 kN actuando junto el gradiente de temperatura ΔT
 σ_{EDGE} : Esfuerzo total resultante en la dirección longitudinal en el fondo del borde de la losa cuando la carga de la rueda se localiza en el borde la losa, psi



pc: Relación entre paso y cobertura (basado en σ_{EDGE})
N: Número de aplicaciones admisibles de ESAL de 80 kN

$$N = 10^{2.13 \left(\frac{\sigma_{EDGE}}{MR} \right)^{1.2}} \quad (7.27)$$

MR: Modulo de ruptura del concreto

El esfuerzo total resultante en la dirección longitudinal se definió usando la misma ecuación del modelo NCHRP Project 1-26. En el procedimiento del NCHRP Project 1-26, el esfuerzo debido a la carga de tráfico se determinó aplicando varios factores de ajuste al esfuerzo del borde libre calculado usando la ecuación de *Westergaard*. Sin embargo, en el modelo RPPR 1997, el factor de ajuste por el efecto del tamaño de la losa no fue usado porque el análisis con el ILLI-SLAB realizado para validar el procedimiento del calculo de esfuerzo mostró que el uso de este factor podía producir una sobrecompensación por el efecto del tamaño de la losa. El análisis mostró que la respuesta de un sistema de losa multiple, incluso con una moderada eficiencia en la transferencia carga en las juntas transversales, se aproxima cercanamente a la de una losa infinitamente larga.

Una de las principales diferencias entre los modelos RPPR 1997 y el NCHRP Project 1-26 es el método usado para calcular el esfuerzo de alabeo. Aunque se aplica la misma ecuación de *Westergaard*, la ΔT real es reducido por un factor (*shift factor*) (T_s).

$$\sigma_{CURLING} = \frac{C \cdot E_{PCC} \cdot ET \cdot (\Delta T - T_s)}{2} \quad (7.28)$$

Donde:

$\sigma_{CURLING}$: Esfuerzo de alabeo debido a la gradiente de temperatura en la losa, psi
C: Coeficiente que depende de la relación entre la longitud de la losa y el radio de rigidez relativa
 E_{PCC} : Modulo de elasticidad del concreto, psi
ET: Coeficiente de expansión térmica del concreto
 ΔT : Diferencia de temperatura a lo largo del espesor de la losa, °F (definido como la diferencia de temperatura entre la parte superior y la parte inferior de la losa). Se recomendó predecir la distribución de las diferencias de temperatura usando un modelo calibrado como *el modelo integrado de climas y materiales*.
Factor de cambio de temperatura, °F (definida como la gradiente efectiva de temperatura que produciría el alabeo total de construcción incorporado en un pavimento).

El alabeo total de construcción incorporado presente en un pavimento es causado por muchos factores, tales como:



Gradiente de Humedad; la parte superior de la losa es usualmente más seco que la parte inferior durante el año; en consecuencia, las gradientes de humedad generalmente tienden a causar el levantamiento de las esquinas de la losa. Las gradientes de humedad podrían ser tratadas como gradientes equivalentes de temperatura negativas, sin embargo, se dispone de insuficiente información para cuantificar adecuadamente este efecto.

Encogimiento Diferencial por secado; valores de la humedad de campo han mostrado que el encogimiento superficial del pavimento de concreto ocurre únicamente a una profundidad alrededor de 51 mm (2 in). El efecto neto de este fenómeno es una gradiente equivalente de temperatura (diferencia de temperatura entre la parte superior y la parte inferior de la losa) de alrededor de $-1.4\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($-2.5\text{ }^{\circ}\text{F}$) para un espesor de losa de 250 mm (10 in).

Gradiente de temperatura incorporada (gradiente residual de temperatura); En el momento en que endurece una losa recién construida, la diferencia de temperatura entre la parte superior y la parte inferior de la losa (temperatura diferencial) influirá bastante en la cantidad de alabeo que desarrolla la losa. Cuando una temperatura diferencial positiva (la temperatura en la parte superior es mayor que la temperatura en la parte inferior) esta presente en el momento del endurecimiento, la losa endurecida experimentará permanentemente lo que parece ser una gradiente de temperatura incorporada negativa. Esta gradiente incorporada negativa se explica comprendiendo que la losa era plana cuando endureció con un diferencial de temperatura positiva. En consecuencia, cuando este diferencial de temperatura llega a ser cero (es decir, la temperatura en la parte superior es igual que la temperatura en la parte inferior) la losa se curvaría hacia arriba (debido a la combinación de la contracción de la parte superior y la expansión de la parte inferior de la losa). Una losa endurecida bajo tal condición sólo se volverá plana cuando este sujeta a una gradiente de temperatura positiva de la misma magnitud de aquella que estaba presente en el momento del endurecimiento.

Las construcciones en un día soleado generalmente causan gradientes de temperatura positivas a través del pavimento de concreto en el endurecimiento, produciendo una gradiente de temperatura incorporada negativa en las losas. Los estudios han mostrado que la magnitud de este gradiente de temperatura residual es en algunos pavimentos de concreto es $-0.055\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{mm}$ ($-2.5\text{ }^{\circ}\text{F}/\text{in}$) o más, que expresa una gradiente de $-14\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($-25\text{ }^{\circ}\text{F}$) en una losa de espesor igual a 250 mm (10 in).



Los gradientes de humedad, el encogimiento diferencial por secado, y todos los gradientes de temperatura incorporados causan el alabeo hacia arriba (alabeo cóncavo) de las losas de concreto, y los efectos de los dos últimos son permanentes. El efecto neto combinado de todos los factores que causan el alabeo de las losas pueden ser expresados en términos de una gradiente de temperatura efectiva. La magnitud del esfuerzo de alabeo depende del resultado neto de todos los efectos de trabajo. Por lo tanto, el alabeo inicial hacia arriba tiene el efecto de cambiar las reales gradientes de temperatura en la dirección negativa por la cantidad correspondiente al grado de alabeo inicial. El alabeo inicial hacia arriba, por consiguiente reduce el esfuerzo combinado en el borde longitudinal pero incrementa el esfuerzo de tensión crítico en la superficie bajo condiciones de carga en el borde .

La magnitud real del alabeo residual efectiva es desconocida; sin embargo, la consistencia del conjunto de datos fue usado como la guía para elaborar los ajustes relativos. Puesto que el esfuerzo de borde es muy sensible al gradiente de temperatura y a la longitud de la losa, cualquier cambio en la gradiente de temperatura tenía un efecto significativo en el daño por fatiga. Ya que la gradiente de temperatura requería ser asignado de forma consistente para losas de tamaños diferentes en una sección de pavimento dada, el daño por fatiga calculada tenía que ser razonable para todos los tamaños de losa.

7.6.3 Modelos de Deterioro de Juntas Transversales (Spalling)

▪ *Modelo desarrollado por el SHRP P-020*

En un estudio del SHRP conducido por *Simpson et al.* en 1994, titulado *Early Analysis of LTPP General Pavement Studies Data*, se desarrolló el siguiente modelo de spalling de juntas en JPCP usando los datos de la LTPP.

$$\%SPALL = 9.79 + 10.09 \left[-1.227 + 0.0022(0.9853AGE + 0.1709FTCYC)^2 \right] \quad (7.29)$$

Donde:

%SPALL: Porcentaje de spalling de juntas transversales (todas las severidades), porcentaje del número total de juntas

AGE: Edad desde la construcción, en años

FTCYC: Número anual de ciclos de congelamiento-descongelamiento

Estadísticos:

N: 56

R²: 0.335

SEE: 11.05 (% de juntas)



Este modelo relaciona el spalling con la edad del pavimento y el número anual de ciclos de congelamiento-descongelamiento. Este modelo sugiere que el spalling de las juntas transversales se incrementa con la edad, y que los ciclos de esfuerzos generados dentro del pavimento por acción del congelamiento y descongelamiento contribuyen al spalling. El congelamiento y descongelamiento del concreto también produce la expansión del agua en los poros del concreto, creando esfuerzos adicionales que debilitan el concreto.

La variable edad en este modelo estuvo representada por varios factores, tales como, el alabeo cíclico de la losa, y los ciclos de temperatura debido a las variaciones diarias y estacionales de la temperatura que produce el movimiento de juntas y la generación de esfuerzos dentro de la losa de concreto. Los movimientos cíclicos de las juntas incrementan la abertura de juntas y el daño de las juntas selladas, permitiendo la infiltración de materiales incomprensibles dentro de las juntas. La edad también representa la cantidad de repeticiones de carga de tráfico, ya que se espera que un pavimento antiguo halla llevado mayor tráfico.

El modelo de la SHRP P-020 indica que generalmente el spalling aumenta lentamente durante los primeros años de la vida del pavimento y después aumenta más rápidamente después de varios años.

▪ **Modelo desarrollado por el LTPP Data Analysis**

En 1999, *Titus-Glover et al.* desarrolló un modelo de spalling de juntas transversales en JPCP mediante un contrato de análisis de datos de la FHWA LTPP. Este modelo basado solamente en los datos del LTPP, es el siguiente:

$$\%SPALL = \frac{100 \cdot Damage^{2.1}}{Damage^{2.5}} (0.34TRANGE - 0.42RH + 0.0318FTCYC) \quad (7.30)$$

Donde:

- %SPALL: Porcentaje de juntas de JPCP con spalling (todas las severidades)
TRANGE: Rango promedio de temperatura diaria, °C
RH: Rango promedio diario de humedad relativa durante el mes de construcción (puede ser obtenido de la National Oceanic and Atmospheric Administration [NOAA]), en porcentaje.
FTCYC: Número de ciclos de congelamiento-descongelamiento
Damage: Daño por esfuerzos de tráfico y del medioambiente

Estadísticos:

- N: 52
R²: 0.61
SEE: 12 (% de juntas)



El Damage se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Damage = \frac{KESAL}{N_T} + \left(\frac{AGE}{N_E} \right)^{0.145} \quad (7.31)$$

Donde:

- KESAL: Número de ESALs de 80 kN (18 kip), en miles
AGE: Edad del pavimento, en años
 N_T : Número admisible de ciclos debido a esfuerzos de tráfico
 N_E : Número admisible de ciclos debido a esfuerzos del medioambiente

Los números admisibles de N_T y N_E usados para calcular el Damage son obtenidos de los esfuerzos de tensión generados en la junta de la losa por ciclos de esfuerzos de tráfico y medioambiente. N_T y N_E son definidos como funciones de:

$N_T = f$ (altura de sellado, modulo de reacción de la subrasante (K), tipo de sellado de la junta transversal, espesor de la losa de concreto, modulo de elasticidad de la losa de concreto)

$N_E = f$ (tipo de sellado de la junta transversal, espaciamiento de las juntas transversales, resistencia indirecta a la tensión, coeficiente de expansión térmica del concreto, factor de fricción de la subbase)

El modelo del análisis de datos LTPP identificó tres principales grupos de factores que influyen en el spalling de JPCP: efectos medioambientales, cargas de tráfico, sellos y materiales incomprensibles. Las principales variables de medioambiente que se encontraron que influían en el spalling de las juntas fueron el rango promedio de temperatura diaria, la humedad relativa media mensual durante el mes de construcción, y el número anual de ciclos de congelamiento-descongelamiento. El modelo también muestra la influencia del tipo de sello, o falta de éste, en relación a todos estos factores.

Un rango grande de temperatura diaria produce un mayor spalling indiferentemente del tipo de sello usado. Se creía que un rango grande de temperatura podía producir un mayor esfuerzo térmico contenido en la junta de la losa. Los sellos realizados parecen disminuir estos esfuerzos y causan la disminución de spalling, mientras que juntas sin ningún sello (probablemente llenas con materiales incomprensibles) experimentan mayor spalling. Una alta humedad relativa durante el periodo de construcción reduce la ocurrencia del spalling. Una posible explicación de esta tendencia es la reducida proporción en que la humedad sale de la losa de concreto en el proceso de endurecimiento, una alta humedad relativa puede aumentar



la resistencia, la durabilidad del concreto y reducir el encogimiento, evitando microfisuras a temprana edad que llevan al spalling.

▪ **Modelo desarrollado por los CTL**

Los *Laboratorios de Tecnología de la Construcción* (CTL) desarrollaron un estudio de materiales en el laboratorio para evaluar los efectos de la presencia de la sal, los ciclos de congelamiento-descongelamiento en los pavimentos, el contenido de aire en los pavimentos de concreto, y la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días en juntas transversales con spalling. El modelo de CTL es el siguiente:

$$SPALL_LEN = 22.6 + 75.1(SALT)Log(FTC_3) - 78SALT - 11.7AIR(SALT) - 0.00478f'_c \quad (7.32)$$

Donde:

SPALL LEN: Junta con spalling, en porcentaje de la longitud de la junta

SALT: = 0, si no esta presente el cloruro de calcio

= 1, si esta presente el cloruro de calcio

FTC₃: Número acumulado de ciclos estimados de congelamiento-descongelamiento a 76 mm (3 in) debajo de la superficie del pavimento.

AIR: Contenido de aire del espécimen totalmente consolidado, en porcentaje

f'_c: Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, psi

Estadísticos:

R²: 0.855

SEE: 9.0 (porcentaje de la longitud de la junta)

Este modelo muestra una disminución del spalling con un aumento en el contenido de aire y la resistencia a la compresión del concreto. Sin embargo, había un aumento significativo del spalling cuando aumentó el número total de ciclos de congelamiento-descongelamiento en el pavimento (especialmente cuando se deshiela la sal presente).

▪ **Modelo desarrollado por la FHWA RPPR**

El estudio FHWA RPPR (completado por *Yu et al.* en 1997) emprendió una revisión detallada de varios modelos anteriores. Este produjo la siguiente lista comprensiva de variables explicativas que pueden ser usadas en el análisis para el desarrollo del modelo:

- Edad del pavimento (tiempo desde la construcción)
- ESALs acumulado de 80 kN (18 kip)



- Espaciamiento de las juntas transversales
- Espesor de la losa de concreto
- Coeficiente de drenaje de la AASHTO (C_d)
- Abertura de las juntas transversales.
- Ancho de las juntas transversales
- Modulo de elasticidad del concreto
- Valor recalculado del modulo de reacción de la subrasante (K)
- Índice de humedad Thornthwaite (*)
- Número de días en que la temperatura es mayor que 90 °F
- Rango mensual de la temperatura
- Índice de congelamiento anual
- Ciclos anuales de congelamiento-descongelamiento
- Potencial de corrosión del dowel

(*) El índice de humedad Thornthwaite (MI) se define por la siguiente expresión (LAST, 1996):

$$MI = I_h - 0.6(I_a) = \frac{(100.SWAT) - (60.DWAT)}{NWAT}$$

Donde:

MI:	El índice de humedad Thornthwaite
I _h :	Índice de humedad
I _a :	Índice de aridez
SWAT:	Exceso de agua (mm)
DWAT:	Deficiencia de agua (mm)
NWAT:	Agua necesaria (mm)

Esta variable es importante para conocer si un lugar es continuamente húmedo o seco, o si es húmedo en una estación o seco en otra. El índice de humedad es capaz de indicar lo húmedo o seco que es una zona climática, sin embargo no es capaz de distinguir climas con o sin variaciones estacionales de humedad.

Los climas húmedos tendrán un índice de humedad positivo; mientras que los climas secos tendrán un índice de humedad negativo. El índice de humedad Thornthwaite indica la humedad libre en una área particular.



En el estudio RPPR, *Yu et al.* consideró todas estas variables en el desarrollo del siguiente modelo de spalling de juntas transversales en JPCP:

$$\%SPALL = AGE^2(10^{-6})JTSPACE \left[\begin{array}{l} 551.6 - 847.3(LIQSEAL + PREFSEAL) \\ + 0.936(10^{-3})DAYS90^3 + 364(DOWELCOR) \\ + FI(2.783 - 1.40(LIQSEAL) - 2.368(PREFSEAL) - 0.676SILSEAL) \end{array} \right] \quad (7.33)$$

Donde:

%SPALL: Porcentaje de spalling, de media y alta severidad, en juntas donde no es considerado el contenido de aire

AGE: Número de años desde la construcción original

DOWELCOR: Potencial de corrosión (se asume que es igual a cero)

= 0, si no existen dowels o los dowels están protegidos de la corrosión

= 1, si los dowels no están protegidos de la corrosión

JTSPACE: Espaciamiento de las juntas transversales, en ft

LIQSEAL: = 1, si existe un sello liquido en la junta

= 0, en otros casos

PREFSEAL: = 1, si existe un sello prefabricado en la junta

= 0, en otros casos

SISEAL: = 1, si existe un sello de silicona en la junta

= 0, en otros casos

FI: Índice de congelamiento anual, °F-días

DAYS90: Número de días con temperatura mayor que 90 °F

Estadísticos:

N: 164

R²: 0.76

SEE: 5.4 porcentaje de juntas

Las variables de este modelo pueden ser divididos en dos grupos, los relacionados al medioambiente y los relacionados al diseño. Las variables relacionadas al medioambiente incluyen la edad (ciclos de cambios de clima), número de días con temperatura mayor a 90 °F (32 °C), y el índice de congelamiento. El DAYS90 es un indicativo de la magnitud de los altos esfuerzos de compresión a las que están sujetas las juntas en el verano. Ya que los pavimentos localizados en áreas con altos valores de DAYS90 generalmente sufren una gran cantidad de compresión, ésto puede generar altos esfuerzos en la losa de concreto y en las juntas produciendo una mayor cantidad de spalling, especialmente si materiales incomprensibles están presentes en las juntas.

Pavimentos localizados en áreas con altos índices de congelamiento están sujetos a prolongados ciclos de agua helada dentro de los poros del concreto, deteriorándolo. Esta



situación generalmente produce la desintegración de la losa en la superficie y en las juntas, generando el desarrollo del spalling.

Las variables relacionadas al diseño incluidas en el modelo son: el espaciamiento de las juntas transversales, el tipo de sello, y el potencial de corrosión del dowel. El espaciamiento de las juntas está muy correlacionado al grado de movimiento de las juntas. Las losas más largas se expanden más cuando están sujetas a variaciones cíclicas de temperatura, produciéndose elevados esfuerzos en las juntas cuando existen en ellas materiales incompresibles. El spalling puede ser causado por la corrosión del dowel producido como resultado de la exposición del dowel a cloruros y a otros químicos que se infiltran en las juntas, en consecuencia, aplicando una cubierta de protección (epoxico, plástico) a los dowels se reduciría la cantidad de spalling.

El rol del sello en las juntas es la de prevenir la introducción de materiales incompresibles dentro de ellas, minimizando el spalling. Los materiales incompresibles restringen el movimiento de las losas, causando un aumento en los esfuerzos alrededor de las juntas, lo cual produce el incremento del spalling. Los resultados del estudio de RPPR sugirió que el uso de sellos prefabricados en JPCP produce el nivel más bajo de spalling para todas las juntas selladas y no selladas.

7.6.4 Modelos del Índice Rugosidad Internacional (IRI)

- **Modelo desarrollado por el SHRP P-020**

En un estudio de la SHRP, conducido por *Simpson et al.* en 1994 titulado *Early Analysis of LTPP General Pavement Studies Data*, dos diferentes modelos de IRI fueron desarrollados, uno para JPCP con dowels y otro para JPCP sin dowels.

Modelo del IRI para JPCP con dowels (SHRP P-020)

$$IRI = 105.9 + 159.1 \left(\frac{AGE}{KSTATIC} \right) + 2.167(JTSPACE) - 7.127(THICK) + 13.49(EDGESUP)$$

(7.34)

Donde:

IRI: Índice de rugosidad internacional, in/mile
 AGE: Edad desde la construcción, en años
 KSTATIC: Valor recalculado del modulo de reacción de la subrasante (K), psi/in
 JTSPACE: Espaciamiento de las juntas transversales, ft
 THICK: Espesor de la losa de concreto, in
 EDGESUP: Apoyo de borde



- = 1, para bermas de concreto
- = 0 para cualquier otro tipo de berma

Estadísticos:

N: 21

R²: 0.55

SEE: 19.06 in/mi

El análisis del modelo para JPCP con dowels muestra que incrementos en la edad y en el espaciamiento de juntas causa un aumento en el IRI, mientras que incrementos en el KSTATIC y en el THICK produce una disminución en el IRI. La única variable que parece tener una tendencia opuesta a la esperada es el EDGESUP. El modelo indica que un pavimento con una berma de concreto exhibira un IRI más alto que un pavimento similar sin apoyo de borde. No se encontraron variables climáticas bastante significativas para incluirlas en el modelo.

Modelo del IRI para JPCP sin dowels (SHRP P-020)

$$IRI = -38.85 + 12.89(CESAL) + 0.2217(FTCYC) + 1.498(PRECIP) - 10.96(BASE) - 13.69(SUBGRADE)$$

(7.35)

Donde:

IRI: Índice de rugosidad internacional, in/mile

CESAL: ESALs acumulados de 80 kN (18 kip), millones

FTCYC: Número anual de ciclos de congelamiento-descongelamiento

PRECIP: Precipitación anual, in

BASE: Tipo de base

= 1, material granular tratado (con cemento asfáltico) o concreto pobre

= 0, material granular no tratado

SUBGRADE: Clasificación AASHTO de la subrasante

= 0, material granular (coarse grained) (A-1, A-2, A-3)

= 1, material fino (fine grained) (A-4, A-5, A-6, A-7)

Estadísticos:

N: 28

R²: 0.64

SEE: 31.29 in/mi

Este modelo relaciona indirectamente el IRI con otros indicadores de deterioro haciendo uso de la variable CESAL (otros típicos indicadores de deterioro aumentan con la edad o las aplicaciones de ESAL). El modelo indica que el IRI aumenta linealmente con un aumento en el CESAL. La influencia del clima sobre el IRI se toma en cuenta con la inclusión de las variables FTCYC y PRECIP. Los efectos de las condiciones de apoyo de la losa se tomaron en cuenta con la inclusión de las variables de la BASE y SUBGRADE. El análisis del



modelo muestra que los pavimentos con materiales de base tratadas tendrán valores más bajos de IRI que pavimentos con bases no tratadas, cuando todas las otras variables permanecen constantes. Además el modelo indica que a través del tiempo los pavimentos construidos sobre una subrasante de material fino desarrollará valores más altos de IRI que pavimentos similares construidos sobre una subrasante de material granular.

▪ **Modelo desarrollado por el LTPP Data Analysis**

En 1999, *Titus-Glover et al.* desarrolló un modelo del IRI para JPCP bajo un contrato de análisis de datos de la FHWA LTPP. Este modelo es el siguiente:

$$IRI = 82.56 + CESAL^{0.4} \left(\begin{array}{l} 0.01(WETDAYS) \\ + 0.72(ZONE) \end{array} \right) + AGE^{0.4} \left(\begin{array}{l} 0.00506(FI) + 1.57(10^{-6})(E_{PCC}) \\ - 3.5(SUBGRADE) - 3.07(DOWELDIA) \end{array} \right) \quad (7.36)$$

Donde:

- IRI: Índice de rugosidad internacional, in/mile
- CESAL: ESALs acumulado de 80 kN (18 kip), en miles
- WETDAYS: Número de días con una precipitación mayor que 0.5 in
- ZONE: Zona Climática LTPP
 - = 1, clima helado
 - = 0, clima no helado
- AGE: Edad desde la construcción, en años
- FI: Índice de congelamiento, °F-días
- E_{PCC}: Modulo de elasticidad del concreto, psi
- SUBGRADE: Tipo de subrasante
 - = 1, material granular
 - = 0, material fino
- DOWELDIA: Diámetro del dowel, en in

Estadísticos:

- N: 155
- R²: 0.50
- SEE: 22.0 in/mi

El modelo muestra que el IRI es una función del tráfico y de la edad, así como de muchas variables climáticas. El modelo indica que el aumento de CESAL, WETDAYS, AGE, FI, y E_{PCC} causa un aumento en el IRI, mientras que un aumento del DOWELDIA produce una disminución del IRI. Para la variable ZONE, el modelo indica que pavimentos que experimentan un clima helado presentan valores más altos de IRI que pavimentos similares en climas no helados. De igual modo, pavimentos construidos sobre una subrasante de material fino tienen valores más altos de IRI que pavimentos con subrasantes de material granular.



▪ **Modelo desarrollado por la FHWA RPPR**

El estudio de la FHWA RPPR investigó los efectos directos de los deterioros sobre el IRI. Este modelo basado en la base de datos de RPPR, es el siguiente:

$$IRI = 99.59 + 2.6098(TFAULT) + 2.2802(TCRACK)^3 + 1.8407(\%SPALL) \quad (7.37)$$

Donde:

- IRI: Índice de rugosidad internacional, in/mile
 TFAULT: Faulting acumulado de las juntas por milla, in/mile
 TCRACK: Número total de grietas transversales, número de grietas por milla
 %SPALL: Porcentaje de juntas con spalling (media y alta severidad), expresado como un número entre 0 a 100

Estadísticos:

N: 144

R²: 0.61

SEE: 64.11 in/mile

Un modelo como éste es ideal para su inclusión en cualquier sistema de gestión porque depende directamente de otros indicadores de deterioro desarrollados. Sin embargo, una limitación muy seria del modelo del IRI desarrollado por RPPR es que el IRI inicial no está incluido como una variable directa.

7.7 MODELOS DE DETERIORO INCLUIDOS EN EL HDM-4

Los modelos de predicción para pavimentos de concreto incluidos en HDM-4 están basados en la investigación llevada a cabo por El Equipo de Estudio de América Latina (The *Latin American Study Team*), en Chile (1996). La investigación involucró una amplia revisión bibliográfica de los modelos de predicción existentes de pavimentos de concreto. *SHRP (1993)*, *Al Omari y Darter (1994)*, *Lee y Darter (1994)* y *Eres Consultores (1995)* fueron principalmente la base de los modelos implementados en el HDM-4.

Existen 6 tipos de deterioro en pavimentos de concreto modelados en HDM-4. Estos se muestran en la tabla 7.8.

Tabla N° 7.8.- Tipo de deterioros modelados en el HDM-4

Tipo de Deterioro	Unidad de medida
Agrietamiento transversal	Porcentaje de área agrietada o Número de grietas por milla
Escalonamiento de Juntas	pulgadas
Deterioro de Juntas	Porcentaje de juntas deterioradas
Failures	Número por milla
Pérdida de Serviciabilidad	
Rugosidad	Pulgadas por milla (o m/Km)



Los modelos de deterioro incorporados dentro del proyecto HDM-4 son básicamente modelos agregados (contrariamente a los modelos incrementales usados para pavimentos asfálticos) que permiten evaluar a los pavimentos de concreto en la primera y segunda fase de deterioro.

- **Primera fase de deterioro;** Se refiere al tiempo antes de cualquier mantenimiento periódico mayor o reconstrucción.
- **Segunda fase de deterioro;** Se refiere al tiempo después de que el pavimento ha recibido un mayor mantenimiento o ha sido reconstruido.

En el presente estudio sólo se describen los modelos de la *primera fase de deterioro*, extraídos del *HDM-4 Technical Reference Manual Volume Four (J. B. Odoki & Henry G. R. Kerali)*. Sin embargo podemos mencionar que los modelos de segunda fase de IIDM-4 están conformados por una serie de combinaciones lógicas de los mismos modelos agregados que se utilizan para las predicciones de la primera fase. Las combinaciones lógicas están basadas en los conocimientos que se tienen del comportamiento de los pavimentos de concreto en la práctica durante la etapa posterior a la realización de un mantenimiento. Dichos modelos abarcan numerosas actividades de restauración y recapados, para las cuales ha sido posible formular modelos de escalonamiento de juntas, deterioro de juntas, agrietamiento, deterioro de grietas y reflexión de juntas. La tabla 7.9 presenta los modelos relacionados a las actividades de restauración y la tabla 7.10 muestra los relacionados a las actividades de recapado.

Tabla N° 7.9.- Modelos de deterioro de segunda fase en HDM-4 (Restauración)

Actividad de Restauración	Tipo de Deterioro			
	FLT	SPL	CRK	DCK
Reemplazo de losas	JPCP	JPCP	JPCP	***
Reparación de espesor completo	JPCP	JPCP	***	JRCP
Reparación de espesor parcial	***	JPCP	***	***
Cepillado	JPCP / JRCP	***	JPCP	***
Colocación de barras de traspaso de carga	JPCP / JRCP	***	JPCP	***
Colocación de bermas de concreto	JPCP	***	JPCP	***
Colocación de drenes longitudinales	JPCP / JRCP	***	***	***
Sellado de juntas	***	JPCP / JRCP	***	***



Tabla N° 7.10.- Modelos de deterioro de segunda fase en HDM-4 (Recapado)

Tipo de recapado	Tipo de deterioro		
	FLT	SPL	RCRK
de concreto adherido	JPCP / JRCP	JPCP / JRCP	JPCP / JRCP
de concreto no adherido	JPCP / JRCP	JPCP / JRCP	JPCP / JRCP

Donde:

FLT : Escalonamiento

SPL : Deterioro de Juntas

CRK : Agrietamiento

DCK : Deterioro de grietas

RCRK : Reflexión de grietas

JPCP : Concreto simple con juntas, con o sin barras de traspaso de carga

JRCP : Concreto reforzado con juntas

CRCP : Concreto continuamente reforzado

7.7.1 Modelos de Agrietamiento Transversal

El modelo de agrietamiento del HDM-4 considera que el agrietamiento transversal se debe a elevados niveles de tensión en las losas o a defectos originados por la fatiga del material. Las tensiones son causadas generalmente por el efecto combinado del alabeo térmico, el alabeo inducido por la humedad y las cargas del tráfico.

Se han desarrollado expresiones por separado para predecir el agrietamiento transversal en pavimentos de concreto simple con juntas y en pavimentos de concreto reforzados con juntas, las cuales se presentan a continuación:

▪ **Para pavimentos de concreto simple con juntas**

El agrietamiento transversal en este tipo de pavimentos es modelado como una función del daño acumulado por fatiga en las losas de concreto. El porcentaje de losa agrietada está dada por (*ERES Consultants (1995)*):

$$PCRACK = K_{jp_c} \left(\frac{100}{1 + 1.41FD^{-1.66}} \right) \quad (7.38)$$

Donde:

PCRACK: Porcentaje de losa agrietada

FD: Deterioro acumulado por fatiga

K_{jp_c}: Factor de calibración (por defecto = 1.0)



Determinación del deterioro acumulado por fatiga

El daño acumulado por fatiga se calcula en términos del análisis del deterioro de *Miner*, sumando el índice de deterioro sobre cada losa debido al gradiente de temperatura o condición térmica y a la distribución de carga por eje, de la siguiente manera:

$$FD = \sum_{tg=1}^G \frac{n_{tg}}{N_{tg}} \quad (7.39)$$

Donde:

- FD: Deterioro acumulado por fatiga
- tg: Gradiente de temperatura (1,.....,G)
- n_{tg} : Número de ejes equivalentes acumulados de 18 kip durante el gradiente de temperatura tg (ESALs por carril)
- N_{tg} : Máximo número de ejes equivalentes acumulados de 18 kip durante el gradiente de temperatura tg antes de la falla por flexión (ESALs por carril)

De acuerdo a la teoría de *Miner*, se espera que el agrietamiento transversal ocurra cuando el deterioro acumulado por fatiga se aproxime a 1.0.

- **Gradientes de temperatura**

Debido a la dificultad que puede experimentarse al obtener los datos de campo de la distribución de la gradiente de temperatura, un conjunto de datos predeterminados basados en el tipo de clima son proporcionados en el HDM-4, como se ilustra en la tabla 7.11.

Tabla 7.11.- Distribución del gradiente de temperatura

Diferencia de Temperatura (ΔT) in °F	Frecuencia (FREQ)			
	Seco con heladas	Seco sin heladas	Lluvioso con heladas	Lluvioso sin heladas
-8	0.086660	0.073237	0.090494	0.086209
-6	0.092003	0.067994	0.094611	0.072691
-4	0.076447	0.057834	0.081522	0.052129
-2	0.058163	0.039585	0.067007	0.039496
0	0.057014	0.031803	0.052426	0.033466
2	0.034749	0.029573	0.036817	0.030790
4	0.036162	0.024472	0.039393	0.031347
6	0.037122	0.019472	0.033196	0.021113
8	0.031273	0.021223	0.033254	0.024858
10	0.036200	0.028565	0.032462	0.032160
12	0.021978	0.027069	0.026291	0.025427
14	0.037272	0.029359	0.034706	0.038571
16	0.026134	0.036464	0.029423	0.037274
18	0.032394	0.030194	0.034758	0.038976
20	0.033724	0.037439	0.032034	0.038803
22	0.023131	0.032684	0.017874	0.037385
24	0.009683	0.036172	0.006422	0.027180

Nota: la fuente bibliografica afirma que esta información requiere mayor investigación



Hay otros factores de temperatura que pueden causar el alabeo (que puede ser cóncavo) en las losas. Una corrección a la diferencia de temperatura medida en la losa se aplica de acuerdo al tipo de clima (*Eisenmann y Leykauf (1990)*) y está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta T_s = \Delta T - \left[a_0 + \frac{a_1 (SLABTHK - 2)}{SLABTHK^3} \right] \quad (7.40)$$

Donde:

ΔT_s : Diferencia de temperatura ajustado entre la parte superior y la parte inferior de la losa (°F)

ΔT : Diferencia de temperatura medida entre la parte superior y la parte inferior de la losa (°F) ($= T_{top} - T_{bottom}$)

SLABTHK: Espesor de la losa (pulgadas)

a_0 y a_1 Coeficientes del modelo basados en el tipo de clima

Los valores de los coeficientes del modelo están dadas en la tabla 7.12.

Tabla 7.12.- Coeficientes del modelo para la corrección por temperatura

Tipo de Clima	a_0	a_1
Seco con heladas	6.29	436.36
Seco sin heladas	7.68	436.36
Lluvioso con heladas	5.03	327.27
Lluvioso sin heladas	6.66	218.18

- **Distribución de la carga total del tráfico de acuerdo a la gradiente de temperatura**

La carga total del tráfico desde la construcción del pavimento se distribuye sobre los gradientes de temperatura como sigue:

$$n_{tg} = \frac{CESAL}{LCR_{tg}} \cdot FREQ_{tg} \quad (7.41)$$

Donde:

n_{tg} : Número de ejes equivalentes de 18 kip que pasan durante el gradiente de temperatura tg (ESALs por carril)

CESAL: Número acumulado de ESALs desde la construcción del pavimento, en millones de ejes de 18 kip por carril

$FREQ_{tg}$: Frecuencia de cada gradiente de temperatura tg

LCR_{tg} : Razón de cobertura lateral de tráfico, para el gradiente de temperatura tg



• **Determinación de la razón de cobertura lateral de tráfico**

La razón de cobertura lateral de tráfico (LCR) es simplemente una medida de la probabilidad del paso de la rueda a través de la posición crítica del borde. La posición de la carga en el borde se considera crítica para pavimentos de concreto simple con juntas, esta es la posición del máximo esfuerzo y será el punto de iniciación de las grietas.

Asumiendo que la posición promedio de las ruedas del vehículo es 22 pulgadas desde el borde de la losa, con una desviación estándar de 8.4 pulgadas, la siguiente ecuación de regresión puede ser usada para calcular el LCR:

$$LCR_{tg} = 418.9 - 1148.6SR_{tg} + 1259.9SR_{tg}^2 - 491.55SR_{tg}^3 \quad (7.42)$$

$$SR_{tg} = \frac{SIGMA_{tg}}{MR} \quad (7.43)$$

Donde:

- LCR_{tg}: Razón de cobertura lateral del tráfico, para el gradiente de temperatura tg
- R_{tg}: Razón entre la tensión combinada en la losa y el modulo de ruptura del concreto, para el gradiente de temperatura tg
- SIGMA_{tg}: Tensión combinada en el borde la losa debido a la carga de tráfico y al alabeo para el gradiente de temperatura tg (psi)
- MR: Modulo de Ruptura del concreto (psi)

• **Número máximo de N_{tg}**

El máximo número de repeticiones de carga para la falla de la losa de concreto (N) aplicado durante el gradiente de temperatura tg depende de los niveles de tensión inducidos y se calcula a través de la ley de fatiga como sigue:

$$\text{Log}_{10}(N_{tg}) = 2.13SR_{tg}^{-1.2} \quad (7.44)$$

Donde:

- N_{tg}: Número máximo de ejes equivalentes de 18 kip durante el gradiente de temperatura tg antes de que ocurra la falla por flexión (ESALs por carril)
- SR_{tg}: Razón entre la tensión combinada en la losa y el modulo de ruptura del concreto, para el gradiente de temperatura tg



• **Cálculo de tensiones**

La tensión combinada debido al alabeo y a las cargas de tráfico, para cada gradiente de temperatura t_g , se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_{tg} = f_{SB} (\sigma_{load(tg)} + R_{tg} \sigma_{curl(tg)}) \quad (7.45)$$

Donde:

- σ_{tg} : Tensión combinada en el borde la losa para el gradiente de temperatura t_g (psi)
- f_{SB} : Factor de ajuste para las bases estabilizadas
- $\sigma_{load(tg)}$: Tensión en el borde la losa debido a la carga de tráfico (psi)
- R_{tg} : Coeficiente de regresión
- $\sigma_{curl(tg)}$: Tensión en el borde la losa debido al alabeo (psi)

• **Cálculo de la tensión inducida por la carga de tráfico**

La tensión en el borde la losa inducida por la carga de tráfico, para cada gradiente de temperatura, se expresa como sigue:

$$\sigma_{load} = f_{ES} \cdot f_{WL} \cdot \sigma_e \quad (7.46)$$

Donde:

- σ_{load} : Tensión en el borde de la losa debido a la carga de tráfico (psi)
- f_{ES} : Factor de ajuste por el apoyo del borde (por ejemplo: berma)
- f_{WL} : Factor de ajuste por el ensanche de los carriles
- σ_e : Tensión en el borde obtenido a partir de las ecuaciones de *Westergaard* (psi)

• **Cálculo de la tensión en el borde (σ_e)**

La tensión en el borde de la losa se calcula usando la ecuación de *Westergaard*, para una carga circular, en el que el radio de aplicación de la carga para un eje simple es reemplazado por el radio equivalente para un eje simple de rueda doble, de la siguiente manera:

$$\sigma_e = \frac{3(1+\mu)P}{\pi(3+\mu)SLABTHK^2} \left[\ln \left(\frac{E_c \cdot SLABTHK^3}{100 \cdot KSTAT \cdot a_{eq}^4} \right) + 1.84 - \frac{4\mu}{3} + \frac{1-\mu}{2} + 1.18(1+2\mu) \frac{a_{eq}}{\ell} \right] \quad (7.47)$$



Donde:

- σ_e : Tensión en el borde obtenido a partir de las ecuaciones de Westergaard (psi)
 μ : Razón de Poisson
 P : Carga total aplicada por cada rueda de un eje simple de rueda doble (lb), (por defecto = 9000)
 $SLABTHK$: Espesor de la losa (pulgadas)
 E_c : Modulo de Elasticidad del concreto (psi)
 $KSTAT$: Modulo de Reacción de la subrasante (pci)
 a_{eq} : Radio de aplicación de carga para un eje simple de rueda doble (in)
 ℓ : Radio de rigidez relativa del sistema losa – fundación (in)

El radio de aplicación de carga para un eje simple de rueda doble (a_{eq}) se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{a_{eq}}{a} = \left[\begin{aligned} &0.909 + 0.339485 \left(\frac{SP}{a} \right) + 0.103946 \left(\frac{a}{\ell} \right) - 0.017881 \left(\frac{SP}{a} \right)^2 - 0.045229 \left(\frac{SP}{a} \right)^2 \cdot \frac{a}{\ell} \\ &+ 0.000436 \left(\frac{SP}{a} \right)^3 - 0.301805 \frac{SP}{a} \left(\frac{a}{\ell} \right)^3 + 0.034664 \left(\frac{SP}{\ell} \right)^2 + 0.001 \left(\frac{SP}{a} \right)^3 \cdot \frac{a}{\ell} \end{aligned} \right] \quad (7.48)$$

Limites: $0 \leq SP/a \leq 20$
 $0 \leq a/\ell \leq 0.5$

Donde:

- a_{eq} : Radio de aplicación de carga para un eje simple de rueda doble (in)
 a : Radio de aplicación de carga para un eje simple de rueda simple (in)
 $= \sqrt{\frac{P}{p \times \pi}}$
 p : Presión del neumático (psi)
 SP : Espaciamiento entre las ruedas centrales de un eje simple de rueda doble (in)
 ℓ : Radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación (in)

El radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\ell = \left[\frac{E_c \cdot SLABTHK^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot KSTAT} \right]^{0.25} \quad (7.49)$$



Donde:

ℓ :	Radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación (in)
E_c :	Modulo de Elasticidad del concreto (psi)
SLABTHK:	Espesor de la losa (in)
μ :	Razón de Poisson
KSTAT:	Modulo de Reacción de la subrasante (pci)

- **Cálculo del factor de ajuste para las bermas (f_{ES})**

En secciones de pavimentos con bermas u otras formas de apoyo del borde (tal como el bordillo) la tensión debe ser multiplicada por el factor de ajuste por el apoyo del borde, calculado de la siguiente manera:

$$f_{ES} = \frac{100}{100 + LTE_{sh}} \quad (7.50)$$

Donde:

f_{ES} :	Factor de ajuste por el apoyo del borde
LTE_{sh} :	Eficiencia de la transferencia de carga entre la losa y el apoyo del borde (por ejemplo; la berma) (%)
	Por defecto:
	= 20 si las bermas de concreto se colocan durante la construcción inicial
	= 10 si las bermas de concreto se colocan después de la construcción inicial

- **Cálculo del factor de ajuste por el ensanche exterior de los carriles**

En secciones con ensanche en los carriles, la tensión debe ser multiplicado por un factor de ajuste, calculado como sigue (*Benekohal, et al (1990)*):

$$f_{wl} = 0.454147 + \frac{0.013211\ell}{DW} + 0.386201\left(\frac{a}{DW}\right) - 0.24565\left(\frac{a}{DW}\right)^2 + 0.053891\left(\frac{a}{DW}\right)^3 \quad (7.51)$$

Donde:

f_{wl} :	Factor de ajuste por el ensanche exterior de los carriles
ℓ :	Radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación (in)
DW:	Ubicación promedio de las ruedas, dada por la distancia promedio entre la rueda exterior y el borde de la losa (in)
a:	Radio de aplicación de carga para un eje simple de rueda simple, (in)

- **Cálculo de las tensiones producidas por el alabeo**

La tensión producida por el alabeo está dada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{curl} = \frac{COEF.E_c.\alpha.\Delta T_s}{2} \quad (7.52)$$



Donde:

- σ_{curl} : Tensión en el borde de la losa debido al alabeo (psi)
 COEF: Coeficiente de tensión producida por el alabeo
 E_c : Modulo de Elasticidad del concreto (psi)
 α : Coeficiente de expansión térmica del concreto (por defecto = $5.5 \cdot 10^{-6}$ (1/F°))
 ΔT_s : Diferencia de temperatura ajustado entre la parte superior y la parte inferior de la losa (°F)

El coeficiente de tensión producida por el alabeo (COEF) se obtiene a partir de la siguiente ecuación, desarrollada por *Westergaard (1926)* y *Bradbury (1938)*:

$$COEF = 1 - \left[\frac{2 \cdot \cos(\lambda) \cdot \cosh(\lambda)}{(\sin(2\lambda) + 2 \cdot \sinh(\lambda) \cdot \cosh(\lambda))} \right] \left[\tan(\lambda) + \left(\frac{\sinh(\lambda)}{\cosh(\lambda)} \right) \right] \quad (7.53)$$

$$\lambda = \frac{12 \cdot JTSPACE}{\ell \cdot \sqrt{8}} \quad (7.54)$$

Donde:

- λ : Parámetro intermedio expresado en grados sexagesimales
 JTSPACE: Espaciamiento entre las juntas transversales (pies)
 ℓ : Radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación (in)

• **Cálculo del coeficiente de regresión (R)**

Está claro que las tensiones debido a las cargas de tráfico y al alabeo por temperatura no pueden ser simplemente sumadas. El principio de superposición no puede aplicarse porque el supuesto de contacto total no es válido debido al efecto del alabeo. Este efecto es tomado en cuenta por el coeficiente de regresión (R_{tg}).

El coeficiente de regresión se calcula para cada gradiente de temperatura usando la siguiente ecuación:

$$R = \left[\begin{array}{l} 86.97Y^3 - (1.051(10^{-9}) \cdot E_c \cdot dT \cdot KSTAT + 1.7487 \cdot dT) \cdot Y^2 \\ - (1.068 - 0.387317 \cdot dT - 1.84(10^{-11}) \cdot E_c \cdot dT^2 \cdot KSTAT + 8.16396 \cdot dT^2) \cdot Y \\ + (1.062 - 1.5757(10^{-2}) \cdot dT - 8.76(10^{-5}) \cdot KSTAT + (1.17 - 0.181 \cdot dT) \cdot 10^{-11} \cdot E_c \cdot dT \cdot KSTAT) \end{array} \right]$$

(7.55)

Los parámetros intermedios Y y dT de la ecuación 7.55 se expresan como sigue:



$$Y = \frac{12 \cdot JTSPACE}{100 \cdot \ell} \quad (7.56)$$

$$dT = \alpha \cdot \Delta T_s \cdot 10^5 \quad (7.57)$$

Donde:

KSTAT:	Modulo de reacción de la subrasante (pci)
E_c :	Modulo de elasticidad del concreto (psi)
JTSPACE:	Espaciamiento promedio entre juntas transversales (ft)
ℓ :	Radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación (in)
α :	Coefficiente de expansión térmica del concreto (1/°F)
ΔT_s :	Diferencia de temperatura ajustada entre la parte superior y la parte inferior de la losa (°F)

- **Cálculo del factor de ajuste por bases estabilizadas (f_{SB})**

El efecto de las bases estabilizadas en el comportamiento de la estructura de los pavimentos de concreto se considera a través del factor de ajuste f_{SB} . El factor de ajuste está basado en el espesor efectivo de la losa, que representa el espesor equivalente de una losa plana de concreto que daría la misma respuesta estructural del pavimento real (es decir, la losa y la base).

El factor de ajuste se expresa como sigue:

$$f_{SB} = \frac{2 \cdot (SLABTHK - NAXIS)}{EFFETHK} \quad (7.58)$$

Donde:

f_{SB} :	Factor de ajuste para bases estabilizadas = 1.0 si EFFETHK es igual a SLABTHK
SLABTHK:	Espesor de la losa (in)
NAXIS:	Posición del eje neutro
EFFETHK:	Espesor efectivo de la losa (in)

La posición del eje neutro (NAXIS) y el espesor efectivo de la losa (EFFETHK) se calculan a partir de las siguientes ecuaciones:

$$NAXIS = \left[\frac{0.5 \cdot SLABTHK^2 + \frac{E_{base}}{E_c} \cdot BASETHK \cdot (SLABTHK + 0.5 \cdot BASETHK)}{SLABTHK + \frac{E_{base}}{E_c} \cdot BASETHK} \right] \quad (7.59)$$



$$EFFETHK = \left[SLABTHK^2 + BASETHK^2 \cdot \frac{E_{base} \cdot BASETHK}{E_c \cdot SLABTHK} \right]^{0.5} \quad (7.60)$$

Donde:

SLABTHK:	Espesor de la losa (in)
E_{base} :	Modulo de elasticidad de la base estabilizada (psi)
E_c :	Modulo de elasticidad del concreto (psi)
BASETHK:	Espesor de la base estabilizada (in)

Factores Importantes

Los siguientes factores tienen un efecto importante en la propagación del agrietamiento transversal:

- El espesor de la losa
- El espaciamiento de las juntas
- La resistencia a la flexión del concreto
- El clima y el medioambiente

▪ *Para pavimentos de concreto reforzados con juntas*

Usualmente el encogimiento, el alabeo y las contracciones causadas por las variaciones de la temperatura producen una baja severidad de grietas transversal en pavimentos de concreto reforzados con juntas. El acero de refuerzo en los pavimentos de concreto mantiene firmemente cerradas las grietas y asegura la transferencia de carga por agregados entrelazados, reduciendo así la progresión del deterioro. Sin embargo la propagación de la grietas puede incrementarse debido a la repetición de las cargas de tráfico y a los efectos del medioambiente (permitiendo la corrosión del acero de refuerzo). Únicamente la severidad media y alta de grietas transversales en pavimentos de concreto reforzados con juntas son modelados en HDM-4 , ya que estos tipos pueden incrementar la rugosidad del pavimento significativamente.

El número de grietas transversales deterioradas por milla está dada por la siguiente relación (*ERES Consultants (1995)*):

$$DCRACK = K_{jr_c} \cdot AGE^{2.5} \cdot \left[\frac{6.88(10^{-5}) \cdot FI}{SLABTHK} + CESAL \cdot (0.116 - 0.073 \cdot BASE) \cdot (1 - \exp[-0.032 \cdot MI]) \cdot \exp[7.5518 - 66.5 \cdot PSTEEL - (1 - 5 \cdot PSTEEL) \cdot E_c \cdot 10^{-6}] \right] \quad (7.61)$$



Donde:

DCRACK:	Número de grietas transversales deterioradas por milla.
AGE:	Número de años desde la construcción del pavimento
FI:	Índice de congelamiento ($^{\circ}\text{F} - \text{día}$)
SLABTHK:	Espesor de la losa (in)
CESAL:	ESALs acumulado desde la construcción del pavimento (millones de ejes de 18 kip por carril)
BASE:	Tipo de base: 0, si no está estabilizada 1, si está estabilizada
MI:	Índice de humedad de Thornthwaite
PSTEEL:	Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal
E_c :	Modulo de elasticidad del concreto (psi)
K_{jr_c} :	Factor de calibración (por defecto = 1.0)

Este modelo no usa el espaciamiento entre juntas para predecir el deterioro de las grietas, además presenta las siguientes características:

- El deterioro de las grietas se incrementa con la edad y el tráfico.
- Un incremento significativo en la cantidad de acero de refuerzo longitudinal (mayor que 0.15%) reduce el número de grietas deterioradas.
- El deterioro de las grietas ocurren a una razón superior en climas fríos y lluviosos.
- Las bases estabilizadas dan menor agrietamiento que las bases no estabilizadas.
- El deterioro de las grietas se puede reducir usando concretos de mayor resistencia o incrementando el espesor de la losa.

7.7.2 Modelos de Escalonamiento de juntas

En el HDM-4 se incluyen modelos de escalonamiento de juntas transversales (*faulting*) en pavimentos de concreto simple con juntas (con y sin dowels de transferencia de carga) y en pavimentos de concreto reforzados con juntas.

- ***Para pavimentos de concreto simple con juntas sin dowels de transferencia de carga***

La relación para el modelamiento del escalonamiento de juntas transversales en pavimentos de concreto simple con juntas sin dowels de transferencia de carga es como sigue (*ERES Consultants (1995)*):



$$FAULT = K_{jpn_f} \cdot CESAL^{0.25} \left[\begin{array}{l} 0.2347 - 0.1516 \cdot C_d - 0.00025 \cdot \left(\frac{SLABTHK^2}{JTSPACE^{0.25}} \right) \\ - (0.0115 \cdot BASE + 7.78(10^{-8}) \cdot FI^{1.5} \cdot PRECIP^{0.25}) \\ - (0.002478 \cdot DAYS90^{0.5} - 0.0415 \cdot WIDENED) \end{array} \right] \quad (7.62)$$

Donde:

FAULT:	Promedio de escalonamiento de la junta transversal (in)
CESAL:	ESALs acumulado desde la construcción del pavimento (millones de ejes de 18 kip por carril)
Cd:	Coefficiente de drenaje, AASHTO modificado
SLABTHK:	Espesor de la losa (in)
JTSPACE:	Espaciamiento promedio entre juntas transversales (pies)
BASE:	Tipo de base: 0, si no está estabilizada 1, si está estabilizada
FI:	Indice de congelamiento (°F – día)
PRECIP:	Precipitación anual promedio (pulgadas)
DAYS90:	Número de días con una temperatura media superior a 90 °F
WIDENED:	Ensanche exterior del carril: 0, si no tiene ensanche 1, si tiene ensanche
K _{jpn_f} :	Factor de calibración (por defecto = 1.0)

Las siguientes características de diseño pueden ser usadas para reducir el escalonamiento en los pavimentos de concreto simple sin dowels de transferencia de carga:

- Proporcionar buenas condiciones de drenaje.
Por ejemplo, uso de drenes longitudinales, bases más permeables.
- Uso de bases estabilizadas (o bases de concreto pobre).
- Uso de ensanches en los carriles o bermas de concreto.
- Proporcionar espaciamiento de juntas más cortas o usar losas de mayor espesor.

Ya que este modelo predice el promedio del escalonamiento, se recomienda que el nivel crítico de intervención deba ser bastante bajo (alrededor de 0.07 pulgadas) para proporcionar algún factor de seguridad. En situaciones donde se estime que el escalonamiento en pavimentos de concreto simple con juntas sin dowels de transferencia de carga será excesiva se debe considerar el uso de dowels de transferencia de carga.



▪ **Para pavimentos de concreto simple con juntas y con dowels de transferencia de carga**

El uso de dowels como un mecanismo de transferencia de carga reduce el escalonamiento de juntas transversales en pavimentos de concreto. El escalonamiento en pavimentos de concreto simple con juntas y con dowels de transferencia de carga se predice con la siguiente expresión (*ERES Consultants (1995)*):

$$FAULT = K_{jpd} \cdot CESAL^{0.25} \left[\begin{array}{l} 0.0628 \cdot (1 - C_d) + 3.673(10^{-9}) \cdot BSTRESS^2 \\ + (4.116(10^{-6}) \cdot JTSPACE^2 + 7.466(10^{-10}) \cdot FI^2 \cdot PRECIP^{0.5}) \\ - (0.009503 \cdot BASE - 0.01917 \cdot WIDENED + 0.0009217 \cdot AGE) \end{array} \right] \quad (7.63)$$

Donde:

FAULT:	Promedio de escalonamiento de la junta transversal (in)
CESAL:	ESALs acumulado desde la construcción del pavimento (millones de ejes de 18 kip por carril)
Cd:	Coefficiente de drenaje, AASHTO modificado
BSTRESS:	Máxima relación de tensión del concreto, en el sistema dowel – concreto (psi)
JTSPACE:	Espaciamiento promedio entre juntas transversales (ft)
FI:	Índice de congelamiento (°F – día)
PRECIP:	Precipitación anual promedio (in)
BASE:	Tipo de base: 0, si no está estabilizada 1, si está estabilizada
WIDENED:	Ensanche del carril: 0, Si no tiene ensanche 1, si tiene ensanche
AGE:	Número de años desde la construcción del pavimento
K _{jpd} :	Factor de calibración (por defecto = 1.0)

El valor de la máxima relación de tensión del concreto (BSTRESS) tiene un impacto importante en la predicción del escalonamiento y se calcula como sigue (*Heinrichs, et al (1989)*):

$$BSTRESS = \frac{DFAC \cdot (P)(LT)(Kd)(2 + BETA \cdot (OPENING))}{4 \cdot E_s \cdot INERT(BETA)^3} \quad (7.64)$$

Donde:

BSTRESS:	Máxima relación de tensión del concreto en el sistema dowel – concreto (psi)
DFAC:	Factor de distribución, dado por $24/(\ell + 12)$
ℓ :	Radio de rigidez relativa del sistema losa – suelo de fundación (in)



- P: Carga total aplicada por cada rueda de un eje simple de rueda doble (lb), (por defecto = 9000)
 I.T: Porcentaje de transferencia de carga entre juntas (por defecto = 45)
 Kd: Modulo de soporte del dowel (pci), por defecto = $1.5 \cdot 10^6$ psi/in
 BETA: Rigidez relativa del sistema dowel – concreto
 OPENING: Abertura promedio de la junta transversal (in)
 E_s: Modulo de elasticidad de la barra dowel (psi)
 INERT: Momento de inercia de la sección transversal de la barra dowel (in⁴)

La rigidez relativa del sistema dowel – concreto (BETA) se determina a partir de la siguiente expresión:

$$BETA = \left[\frac{Kd \cdot DOWEL}{4 \cdot E_s \cdot INERT} \right]^{0.25} \quad (7.65)$$

- Donde:
 BETA: Rigidez relativa del sistema dowel – concreto
 Kd: Modulo de soporte del dowel (pci), por defecto = $1.5 \cdot 10^6$ psi/in
 DOWEL: Diámetro del dowel (in)
 E_s: Modulo de elasticidad del dowel (psi)
 INERT: Momento de inercia de la sección transversal del dowel (in⁴)

La abertura promedio de la junta transversal (OPENING) está dada por:

$$OPENING = 12 \cdot CON \cdot JTSPACE \cdot \left[\left(\frac{\alpha \cdot TRANGE}{2} \right) + \gamma \right] \quad (7.66)$$

- Donde:
 OPENING: Abertura promedio de la junta transversal (in)
 CON: Factor de ajuste debido a la resistencia por fricción entre la base y la losa:
 0.80 Si la base no está estabilizada
 0.65 Si la base está estabilizada
 JTSPACE: Espaciamiento promedio entre juntas transversales (ft)
 α: Coeficiente expansión térmica del concreto (1/°F)
 TRANGE: Rango de temperatura (el rango de la temperatura media mensual se obtiene a partir de la diferencia entre la temperatura máxima y mínima para cada mes) (°F)
 γ: Coeficiente de contracción del concreto

El momento de inercia del dowel (INER) está dada por:

$$INERT = 0.25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{DOWEL}{2} \right)^4 \quad (7.67)$$

- Donde:
 INERT: Momento de inercia de la sección transversal del dowel (in⁴)
 DOWEL: Diámetro del dowel (in)



Basado en los resultados del modelo, las siguientes características de diseño pueden reducir el escalonamiento de juntas transversales:

- Usar dowels de transferencia de carga de mayor diámetro reduce los niveles de tensión en el sistema de soporte dowel – concreto.
- Proporcionar buenas condiciones de drenaje.
Por ejemplo, uso de drenes longitudinales o bases permeables.
- Uso de ensanche exterior en los carriles.
- Uso de bermas de concreto.
- Corto espaciamiento entre las juntas transversales.

El escalonamiento en pavimentos de concreto simple con juntas es más probable que ocurra en climas fríos y lluviosos que en climas calurosos.

▪ **Para pavimentos de concreto reforzados con juntas**

Las relaciones para el modelamiento del escalonamiento en pavimentos de concreto reforzados con juntas son las mismas que aquellas usadas para pavimentos de concreto simple con juntas y con dowels de transferencia de carga, con la excepción del factor de calibración K_{jr_f} .

$$FAULT = K_{jr_f} . CESAL^{0.25} \left[\begin{array}{l} 0.0628(1 - C_d) + 3.673(10^{-9})BSTRESS^2 \\ + 4.116(10^{-6}).JTSPACE^2 + 7.466(10^{-10})FI^2 .PRECIP^{0.5} \\ - 0.009503BASE - 0.01917WIDENED + 0.0009217AGE \end{array} \right]$$

(7.68)

Donde:

- FAULT: Promedio de escalonamiento de la junta transversal (in)
 CESAL: ESALs acumulado desde la construcción del pavimento (millones de ejes de 18 kip por carril)
 Cd: Coeficiente de drenaje, AASHTO modificado
 BSTRESS: Máxima relación de tensión del concreto en el sistema dowel – concreto (psi)
 JTSPACE: Espaciamiento promedio entre juntas transversales (ft)
 FI: Índice de congelamiento (°F – día)
 PRECIP: Precipitación anual promedio (in)
 BASE: Tipo de base:
 0 si no está estabilizada
 1 si está estabilizada
 WIDENED: Ensanche del carril:
 0 Si no tiene ensanche



	1	Si el ensanche o berma son proporcionados durante la construcción inicial
	0.5	Si las bermas de concreto se ponen después de la construcción inicial
AGE:		Número de años desde la construcción del pavimento
Kjrf:		Factor de calibración (por defecto = 1.0)

Las siguientes características de diseño pueden reducir el escalonamiento en pavimentos de concreto reforzados con juntas y en pavimentos de concreto simple con juntas y con dowels:

- Usar dowels de transferencia de carga de mayor diámetro reduce los niveles de tensión en el sistema de soporte dowel – concreto.
- Proporcionar buenas condiciones de drenaje.
Por ejemplo, uso de drenes longitudinales o bases permeables.
- Uso de ensanche exterior en los carriles.
- Uso de bermas de concreto.
- Corto espaciamiento entre las juntas transversales.
- Usar bases estabilizadas.

Este modelo no incluye los efectos del tipo de bermas.

7.7.3 Modelos de Deterioro de juntas transversales

Los modelos incluidos en el IIDM-4 consideran la severidad media y alta del deterioro de juntas transversales o *spalling*, y son los siguientes:

▪ Para pavimentos de concreto simple con juntas

El deterioro de juntas transversales en pavimentos de concreto simple con juntas se predice usando la siguiente ecuación (*ERES Consultants (1995)*):

$$SPALL = K_{jp_s} \cdot AGE^2 \cdot JTSPACE \cdot 10^{-6} \left[\begin{array}{l} 549.9 - 895.7(LIQSEAL + PREFSEAL) \\ + 1.11 \cdot DAYS90^3 \cdot 10^{-3} + 375 \cdot DWLCOR \\ + (29.01 - 27.6LIQSEAL) \cdot FI \\ - (28.59PREFSEAL + 27.09SILSEAL) \cdot FI \end{array} \right] \quad (7.69)$$

Donde:

SPALL:	Porcentaje de deterioro de juntas transversales
AGE:	Edad desde la construcción del pavimento (años)
JTSPACE:	Espaciamiento promedio entre juntas transversales (ft)
LIQSEAL:	Presencia de sello liquido en la junta:



	0	Si no presenta
	1	Si presenta
PREFSEAL:	Presencia de sello pre-fabricado:	
	0	Si no presenta
	1	Si presenta
DAYS90:	Número de días con temperatura mayor que 90 °F	
DWLCOR:	Protección contra la corrosión del dowel:	
	0	Si no existen dowels, o están protegidos contra la corrosión
	1	Si los dowels no están protegidos contra la corrosión
FI:	Índice de congelamiento (°F – día)	
SILSEAL:	Presencia de sello de silicona en la junta:	
	0	Si no presenta
	1	Si presenta
Kjps:	Factor de calibración (por defecto = 1.0)	

El modelo expuesto anteriormente tiene las siguientes características:

- El deterioro de la junta transversal aumenta con la edad del pavimento.
- Los sellos prefabricados son más efectivos que otros tipos de sello considerados.
- Las juntas transversales sin sello, muestran una mayor cantidad de deterioro.
- Los sellos líquidos dan un mejor comportamiento que los sellos de silicona.
- Un incremento del espaciamiento en las juntas aumenta el porcentaje de deterioro de juntas.
- Una adecuada protección del dowel contra la corrosión reduce el deterioro de juntas.

El modelo también muestra que la edad del pavimento tiene un efecto importante sobre el deterioro de las juntas. Estrategias de mantenimiento efectivas que incluyan la limpieza y el resellado de las juntas en intervalos regulares pueden reducir el efecto de la edad, y en consecuencia, reducir el deterioro de juntas transversales o *spalling*.

▪ **Para pavimentos de concreto reforzados con juntas**

El deterioro de la junta transversal en pavimentos de concreto reforzados con juntas se predice usando la siguiente ecuación (*ERES Consultants (1995)*):

$$SPALL = Kjr_s \cdot AGE^3 \cdot JTSPACE \cdot 10^{-5} \cdot \left[\begin{array}{l} 1.94DWLCOR + 8.819BASE(1 - PREFSEAL) \\ + 7.01FI(10^{-3}) \end{array} \right]$$

(7.70)

Donde:
SPALL: Porcentaje de deterioro juntas transversales



AGE:	Edad desde la construcción del pavimento (años)
JTSPACE:	Espaciamiento promedio entre juntas transversales (ft)
DWLCOR:	Protección contra la corrosión del dowel: 2 Si no existen dowels, o están protegidos contra la corrosión 3 Si los dowels no están protegidos contra la corrosión
BASE:	Tipo de base: 0 si no está estabilizada 1 si está estabilizada
PREFSEAL:	Presencia de sello pre-fabricado: 2 Si no presenta 3 Si presenta
FI:	Índice de congelamiento (°F – día)
Kj _s :	Factor de calibración (por defecto = 1.0)

El modelo expuesto anteriormente tiene las siguientes características:

- El porcentaje de juntas deterioradas aumenta rápidamente con la edad del pavimento.
- El deterioro de las juntas transversales es más probable que ocurra en climas fríos que en climas calurosos.
- Un aumento en el espaciamiento de las juntas produce un incremento en el porcentaje de juntas deterioradas.
- La protección de los dowels contra la corrosión reduce el deterioro de las juntas transversales.
- El uso de una base estabilizada densa incrementa el deterioro de las juntas.
- Los sellos prefabricados reducen el deterioro de juntas en pavimentos con base estabilizada.

7.7.4 Modelos de Failures

Las fallas o roturas en general (failures) en pavimentos de concreto continuamente reforzados se predicen usando la siguiente ecuación (*Lee et al (1991)*):

$$\ln(FAIL) = Kcr_f \cdot \left[\begin{array}{l} 6.8004 - 0.0334SLABTHK^2 - 6.5858PSTEEL \\ + 1.2875\ln(CESAL) - 1.1408AB - 0.9367SB \\ - 0.8908GB - 0.1258CHAIRS \end{array} \right] \quad (7.71)$$

Donde:
 FAIL: Número de *failures* por milla en el carril de mayor tráfico (número/milla)
 SLABTHK: Espesor de la losa (in)
 PSTEEL: Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal (%)



CESAL:	Ejes equivalentes acumulados (ESAI.s) desde la construcción del pavimento (millones por carril)	
AB:	1	Si el tipo de base es asfáltico
	0	En otros casos
SB:	1	Si el tipo de base es cemento estabilizado
	0	En otros casos
GB:	1	Si el tipo de base es granular
	0	En otros casos
CHAIRS:	1	Si se usan chairs en la instalación del refuerzo
	0	Si se usan tubos
Kcrf:	Factor de calibración (por defecto = 1.0)	

El espesor de la losa y el porcentaje de acero de refuerzo tienen un efecto significativo en el número de *failures* en pavimentos de concreto continuamente reforzados. La instalación del acero de refuerzo con *chairs* produce menos *failures* que la instalación usando tubos. El uso de bases estabilizadas o asfálticas reduce el riesgo de *failures*.

7.7.5 Modelos de la pérdida de serviciabilidad

Los modelos del *Present Serviceability Rating* (PSR) desarrollados en HDM-4 son los siguientes:

- **Para pavimentos de concreto reforzados con juntas**

Los valores de PSR para pavimentos de concreto reforzados con juntas se predicen usando la siguiente relación (*ERES Consultants (1995)*):

$$PSR = 4.165 - 0.06694TFAULT^{0.5} - 0.00003228DCRACK^2 - 0.1447SPALL^{0.25} \quad (7.72)$$

Donde:

PSR:	<i>Present Serviceability Rating</i>
TFAULT:	Escalonamiento total de la junta transversal por milla (in/mile)
DCRACK:	Número de grietas transversales deterioradas por milla
SPALL:	Porcentaje de juntas deterioradas

El escalonamiento total de la junta transversal por milla (TFAULT) se calcula como:

$$TFAULT = \frac{FAULT \cdot 5280}{JTSPACE} \quad (7.73)$$

Donde:

TFAULT:	Escalonamiento total de la junta transversal por milla (in/mile)
FAULT:	Escalonamiento promedio de la junta transversal (in)
JTSPACE:	Espaciamiento promedio de las juntas transversales (ft)



Debe notarse que el agrietamiento tiene una influencia significativa en las predicciones del modelo PSR.

▪ **Para pavimentos de concreto continuamente reforzadas**

El modelo de la pérdida de serviciabilidad para pavimentos de concreto continuamente reforzadas predice la pérdida de serviciabilidad en la escala tradicional de 0 a 5 basado en la edad del pavimento desde la construcción, los ejes equivalentes acumulados y el espesor de la losa. El modelo es el siguiente (Lee, et al (1991)):

$$\text{Log}_{10}(PSR_0 - PSR_t) = \left[\begin{array}{l} 0.79 - 1.3121\text{Log}_{10}(SLABTHK) \\ + 0.1849\text{Log}_{10}(AGE) + 0.2634\text{Log}_{10}(CESAL) \end{array} \right] \quad (7.74)$$

Donde:

- PSR₀: PSR inicial en el momento de la construcción del pavimento (por defecto = 4.5)
 PSR_t: Valor de PSR proyectado en el tiempo t
 SLABTHK: Espesor de la losa (in)
 AGE: Edad desde la construcción del pavimento (años)
 CESAL: Ejes equivalentes acumulados (millones de ejes de 18 kip por carril)

7.7.6 Modelos de Rugosidad

▪ **Para pavimentos de concreto simple con juntas**

La rugosidad en pavimentos de concreto simple con juntas se calcula como una función del escalonamiento (*faulting*), deterioro de juntas (*spalling*) y el agrietamiento transversal (*ERES Consultants (1995)*):

$$RI_t = K_{jpr} (RI_0 + 2.6098TFAULT + 1.8407SPALL + 2.2802(10^{-6})TCRACKS^3) \quad (7.75)$$

Donde:

- RI_t: Rugosidad en el tiempo t (in/mile)
 RI₀: Rugosidad inicial en el momento de la construcción del pavimento (in/mile), (por defecto = 98.9)
 TFAULT: Escalonamiento total de la junta transversal por milla (in/mile)
 SPALL: Porcentaje de juntas deterioradas
 TCRACKS: Número total de grietas transversales en la losa por milla
 K_{jpr}: Factor de calibración (por defecto = 1.0)

El número total de grietas en la losa por milla (TCRACKS) se calcula como:



$$TCRACKS = \frac{PCRACK.5280}{JTSPACE.100} \quad (7.76)$$

Donde:

TCRACKS: Número total de grietas transversales en la losa por milla
PCRACK: Porcentaje de losas agrietadas
JTSPACE: Espaciamiento promedio de las juntas transversales (ft)

▪ **Para pavimentos de concreto reforzados con juntas**

La rugosidad en pavimentos de concreto reforzados con juntas se calcula como una función de PSR (Al – Omari y Darter (1994)):

$$RI_t = Kjr_r \cdot \left[-\ln \left(\frac{0.2PSR_t}{0.0043} \right) \right] \quad (7.77)$$

Donde:

RI_t: Rugosidad en el tiempo t (in/mile)
PSR_t: Categorización de la serviciabilidad en el tiempo t
Kjr_r: Factor de calibración (por defecto = 1.0)

▪ **Par pavimentos de concreto continuamente reforzados**

La rugosidad en pavimentos de concreto continuamente reforzadas se calcula como una función de PSR (Al – Omari y Darter (1994)):

$$RI_t = Kcr_r \cdot \left[-\ln \left(\frac{0.2PSR_t}{0.0043} \right) \right] \quad (7.78)$$

Donde:

RI_t: Rugosidad en el tiempo t (in/mile)
PSR_t: Categorización de la serviciabilidad en el tiempo t
Kcr_r: Factor de calibración (por defecto = 1.0)

7.7.7 Factores de Calibración

Los modelos de deterioro contienen factores de calibración para facilitar su calibración a las condiciones locales. Los factores de calibración tienen valores por defecto igual a 1.0.



CAPITULO 8: APLICACIÓN DEL MODELO DE AGRIETAMIENTO DEL HDM-4 PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

En este capítulo analizaremos los resultados obtenidos al aplicar los modelos de agrietamiento del HDM-4 para pavimentos asfálticos. En todos los casos se analizará un pavimento de superficie asfáltica sobre una base granular (AMGB – según el sistema de clasificación del HDM-4), que no ha sido resellada o recubierta, es decir que conserva su superficie original (ISOLD = 0). Además se considera que no se realizarán actividades de mantenimiento.

8.1 Grietas Estructurales

8.1.1 Todas las grietas estructurales

8.1.1.1 Modelo del inicio de todas las grietas estructurales

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

Donde:

ICA: Tiempo para el inicio de todas las grietas estructurales (años).

CDS: Indicador de defectos de construcción para superficies bituminosas (ver tabla 6.14).

SNP: Promedio anual del número estructural ajustado del pavimento.

YE4: Número de ejes equivalentes anual de ejes estándar (mill./ carril).

Kcia: Factor de calibración del modelo.

CRT: Retardo del agrietamiento debido al mantenimiento (años).

a_0, a_1, a_2 : Coeficientes del modelo (ver tabla 6.16)

Analizaremos como varía el inicio de todas las grietas estructurales con el número de ejes equivalentes anual de ejes estándar (YE4) para diferentes condiciones del indicador de defectos de la construcción de superficies bituminosas (CDS) (condiciones 1,2 y3). De forma similar analizaremos la variación del inicio de todas las grietas con respecto a la resistencia



del pavimento representado por el promedio anual del número estructural ajustado del pavimento (SNP) (condiciones 4,5 y 6).

Cuadro 8.1.- Variación del inicio de todas las grietas estructurales con respecto a la calidad de la construcción

Condición 1		Condición 2		Condición 3	
a0:	4,21	a0:	4,21	a0:	4,21
a1:	0,14	a1:	0,14	a1:	0,14
a2:	-17,1	a2:	-17,1	a2:	-17,1
Kcia	1	Kcia	1	Kcia	1
CRT	0	CRT	0	CRT	0
CDS	0,5	CDS	1,0	CDS	1,5
SNP	3,2	SNP	3,2	SNP	3,2

YE4	ICA	YE4	ICA	YE4	ICA
0,00	1,647	0,00	6,589	0,00	14,826
0,05	1,515	0,05	6,062	0,05	13,639
0,10	1,394	0,10	5,576	0,10	12,546
0,15	1,282	0,15	5,129	0,15	11,541
0,20	1,180	0,20	4,718	0,20	10,616
0,25	1,085	0,25	4,340	0,25	9,766
0,30	0,998	0,30	3,993	0,30	8,984
0,35	0,918	0,35	3,673	0,35	8,264
0,40	0,845	0,40	3,379	0,40	7,602
0,45	0,777	0,45	3,108	0,45	6,993
0,50	0,715	0,50	2,859	0,50	6,433
0,55	0,658	0,55	2,630	0,55	5,918
0,60	0,605	0,60	2,419	0,60	5,444
0,65	0,556	0,65	2,226	0,65	5,008
0,70	0,512	0,70	2,047	0,70	4,606
0,75	0,471	0,75	1,883	0,75	4,237
0,80	0,433	0,80	1,732	0,80	3,898
0,85	0,398	0,85	1,594	0,85	3,586
0,90	0,366	0,90	1,466	0,90	3,298
0,95	0,337	0,95	1,349	0,95	3,034
1,00	0,310	1,00	1,241	1,00	2,791



Cuadro 8.2.-Variación del inicio de todas las grietas estructurales con respecto al promedio anual del número estructural ajustado

Condición 4	
A0:	4,21
A1:	0,14
A2:	-17,1
Kcia	1
CRT	0
CDS	1
SNP	1,8

Condición 5	
a0:	4,21
a1:	0,14
a2:	-17,1
Kcia	1
CRT	0
CDS	1
SNP	2,2

Condición 6	
a0:	4,21
a1:	0,14
a2:	-17,1
Kcia	1
CRT	0
CDS	1
SNP	3,5

YE4	ICA
0,00	5,417
0,05	4,160
0,10	3,195
0,15	2,454
0,20	1,885
0,25	1,448
0,30	1,112
0,35	0,854
0,40	0,656
0,45	0,504
0,50	0,387
0,55	0,297
0,60	0,228
0,65	0,175
0,70	0,135
0,75	0,103
0,80	0,079
0,85	0,061
0,90	0,047
0,95	0,036
1,00	0,028

YE4	ICA
0,00	5,729
0,05	4,801
0,10	4,024
0,15	3,372
0,20	2,826
0,25	2,368
0,30	1,985
0,35	1,663
0,40	1,394
0,45	1,168
0,50	0,979
0,55	0,821
0,60	0,688
0,65	0,576
0,70	0,483
0,75	0,405
0,80	0,339
0,85	0,284
0,90	0,238
0,95	0,200
1,00	0,167

YE4	ICA
0,00	6,872
0,05	6,409
0,10	5,977
0,15	5,574
0,20	5,198
0,25	4,848
0,30	4,521
0,35	4,216
0,40	3,932
0,45	3,667
0,50	3,420
0,55	3,189
0,60	2,974
0,65	2,774
0,70	2,587
0,75	2,412
0,80	2,250
0,85	2,098
0,90	1,956
0,95	1,825
1,00	1,702

Figura 8.1.- Inicio de todas las grietas estructurales para diferentes condiciones de CDS

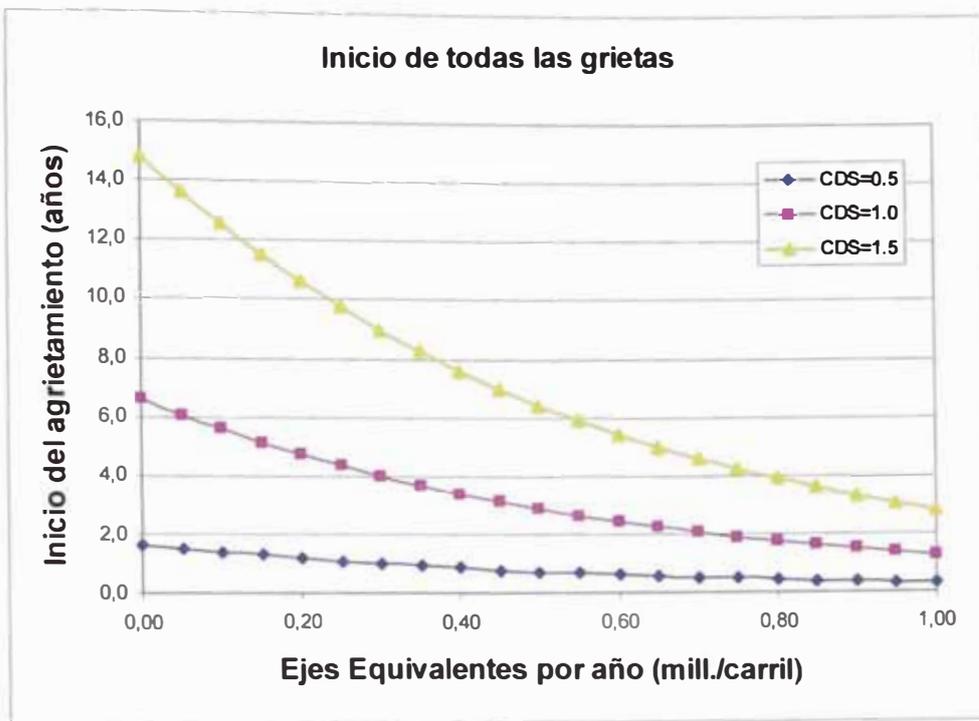
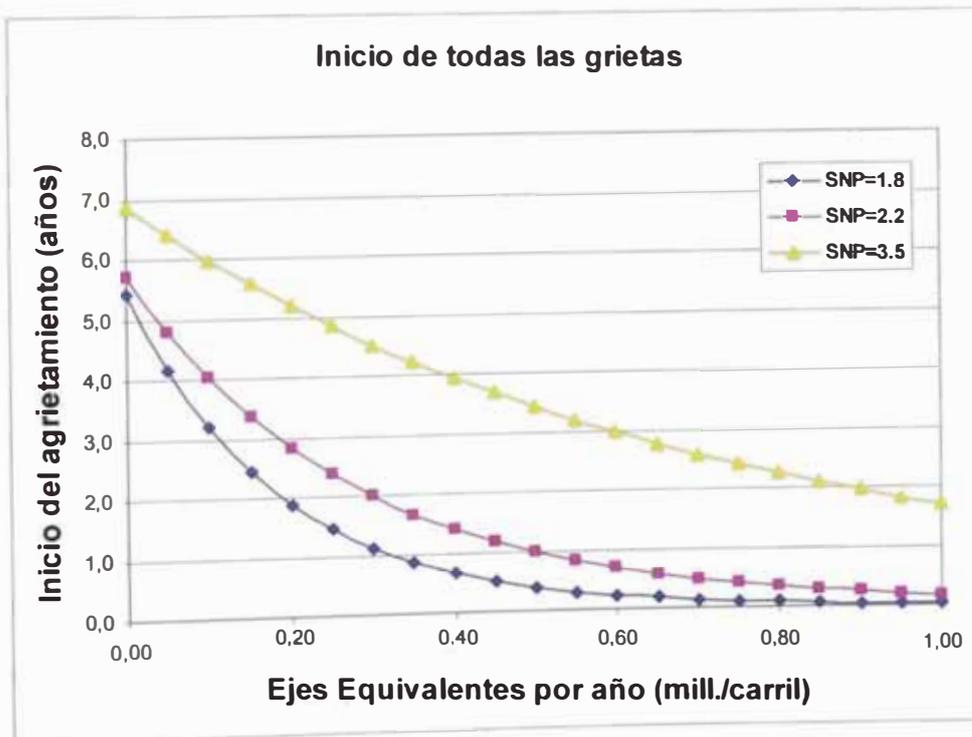


Figura 8.2.- Inicio de todas las grietas estructurales para diferentes condiciones de SNP





Observaciones:

- Según este modelo el inicio de todas las grietas estructurales, para pavimentos de superficie asfáltica y base granular, depende de la calidad de la construcción (CDS), de la resistencia del pavimento (SNP), de las solicitaciones de carga (YE4) y del mantenimiento (CRT). La variable CDS definida en el IIDM-4 resulta ser una medida subjetiva aun cuando se presenten tablas para establecer su valor. La variable SNP si bien es una medida cuantitativa de la resistencia del pavimento, se requiere de tantos ensayos como estaciones climáticas soporte la vía en análisis para determinarlo.
- Manteniendo constantes todas las variables, el inicio de todas las grietas estructurales dependerá únicamente del número de ejes equivalentes anual de eje estándar (YE4). Sin embargo, es necesario reconocer que para una vía proyectada no es fácil calcular dicha variable, ya que el tránsito futuro depende de factores muy complejos, como los cambios en la economía regional, en la población y en el uso de la tierra a lo largo de la vía durante el periodo de diseño. Aún cuando el volumen de tránsito futuro pueda ser estimado con razonable exactitud, para una vía en servicio, a partir de datos sobre el tránsito existente y mediante un análisis estadístico de su evolución histórica, este parámetro también varía cada año.
- La fuente bibliográfica de donde se ha obtenido las expresiones del IIDM-4, presentadas en este estudio, presenta la formula para determinar el parámetro YE4. Sin embargo no especifica el valor que debe introducirse en el modelo, es decir, es el valor YE4 de algún año en particular o si es el promedio para el periodo de diseño. En consecuencia podemos recomendar que el dato de (YE4) que debe introducirse en el modelo de inicio de todas las grietas estructurales será aquel determinado por el número acumulado de ejes equivalentes de eje estándar (CESAL) para el periodo de diseño entre el número de años del periodo de diseño (en años), obteniéndose un valor representativo de las cargas que soportará la vía en análisis.
- El comportamiento del pavimento representado por las curvas obtenidas de la aplicación del modelo, muestran el desempeño esperado para pavimentos dependiendo del indicador de defectos de superficies bituminosas. A un mayor valor de CDS se espera que sea mayor el tiempo para el inicio de todas las grietas estructurales y viceversa. Es decir existe una relación directa entre estas variables (ver figura 8.1).



- De manera similar el modelo representa el comportamiento esperado de pavimentos con igual valor del CDS pero con diferentes resistencias (SNP). A una mayor resistencia del pavimento (NP) el tiempo para el inicio de todas las grietas estructurales es mayor y viceversa. Es decir existe una relación directa entre estas variables (ver figura 8.2).

8.1.1.2 Modelo de Progresión de todas las grietas estructurales

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

$$dACA = K_{cpa} \left(\frac{CRP}{CDS} \right) Z_A \left[\left(Z_A \cdot a_0 \cdot a_1 \cdot \delta_A + SCA^{a_1} \right)^{1/a_1} - SCA \right]$$

Donde:

Si $ACA_a > 0$ $\delta_A = 1$ De lo contrario $\delta_A = \text{MAX} \{0, \text{MIN}[(AGE2-ICA), 1]\}$

Si $ACA_a \geq 50$ Entonces $Z_A = -1$ De lo contrario $Z_A = 1$

$$ACA_a = \text{MAX}(ACA_a, 0.5)$$

$$SCA = \text{MIN}(ACA_a, (100 - ACA_a))$$

$$Y = a_0 \cdot a_1 \cdot Z_A \delta_A + SCA^{a_1}$$

- Si $Y < 0$

Entonces:

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot (100 - ACA_a)$$

- Si $Y \geq 0$

Entonces:

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot Z_A \cdot (Y^{1/a_1} - SCA)$$

- Si $ACA_a \leq 50$ y $ACA_a + dACA > 50$

Entonces:



$$c_1 = \text{MAX} \left[2 \cdot (50^{a_1}) - \text{SCA}^{a_1} - a_0 \cdot a_1 \cdot \delta t_A, 0 \right]$$

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{\text{CRP}}{\text{CDS}} \right] \cdot (100 - c_1^{1/a_1} - \text{ACA}_a)$$

Donde:

- dACA:** Incremento en el área de todas las grietas estructurales durante el año de análisis (% del área total del camino)
- ACA_a:** Área de todas las grietas estructurales en el inicio del año de análisis
- δt_A:** Fracción del año de análisis en el que se da la progresión de todas las grietas estructurales
- AGE2:** Edad de la superficie del pavimento desde el último recapado o resellado, reconstrucción o nueva construcción (años)
- ICA:** Tiempo de inicio de todas las grietas estructurales (años)
- K_{cpa}:** Factor de calibración para la progresión de todas las grietas estructurales
- CDS:** Indicador de defectos en la construcción para superficies bituminosas
- CRP:** Retardo de la progresión del agrietamiento debido al tratamiento preventivo dada por $\text{CRP} = 1 - 0.12 \text{ CRT}$
- a₀, a₁:** Coeficientes del modelo (ver tabla 6.20)

Para el análisis de este modelo se asumirá que:

$$\text{ACA}_a + dACA = \text{ACA}_b$$

Aunque el algoritmo del modelo defina que ACA_b es una función de ΔACA y ACRA_b .

Donde:

- ΔACA:** Incremento ajustado de todas las grietas estructurales
- ACRA_b:** Area total agrietada al final del año de análisis.

ΔACA , es a su vez una función del incremento del área con fallas de borde (dAVEBCR) o del incremento del área de huecos (dAPOTCR) producidos a partir de áreas agrietadas, de dACA y de $\Delta ACRA$ (incremento ajustado del área total del agrietamiento durante el año de análisis). En consecuencia ΔACA representa la relación entre el agrietamiento y otros deterioros superficiales.

Asumiendo la relación anterior, el modelo se aplicará para diferentes condiciones del indicador de defectos de construcción para superficies bituminosas, considerando ninguna actividad de mantenimiento.



Cuadro 8.3.- Progresión de todas las grietas estructurales (CDS =0.5)

Condición 1	
a0	1,84
a1	0,45
CRT	0
CRP	1
Kcpa	1
ICA	3
AGE2	0
CDS	0,5

EDAD	ACAa	SCA	Za	δt_A	Y	dACA	dACA*	ACAb
3	0,50	0,50	1	1	1,560	4,373	4,37	4,87
4	4,87	4,87	1	1	2,867	11,036	11,04	15,91
5	15,91	15,91	1	1	4,301	19,353	19,35	35,26
6	35,26	35,26	1	1	5,797	28,804	28,80	64,06
7	64,06	35,94	-1	1	4,184	23,757	23,76	87,82
8	87,82	12,18	-1	1	2,252	12,212	12,21	100,03

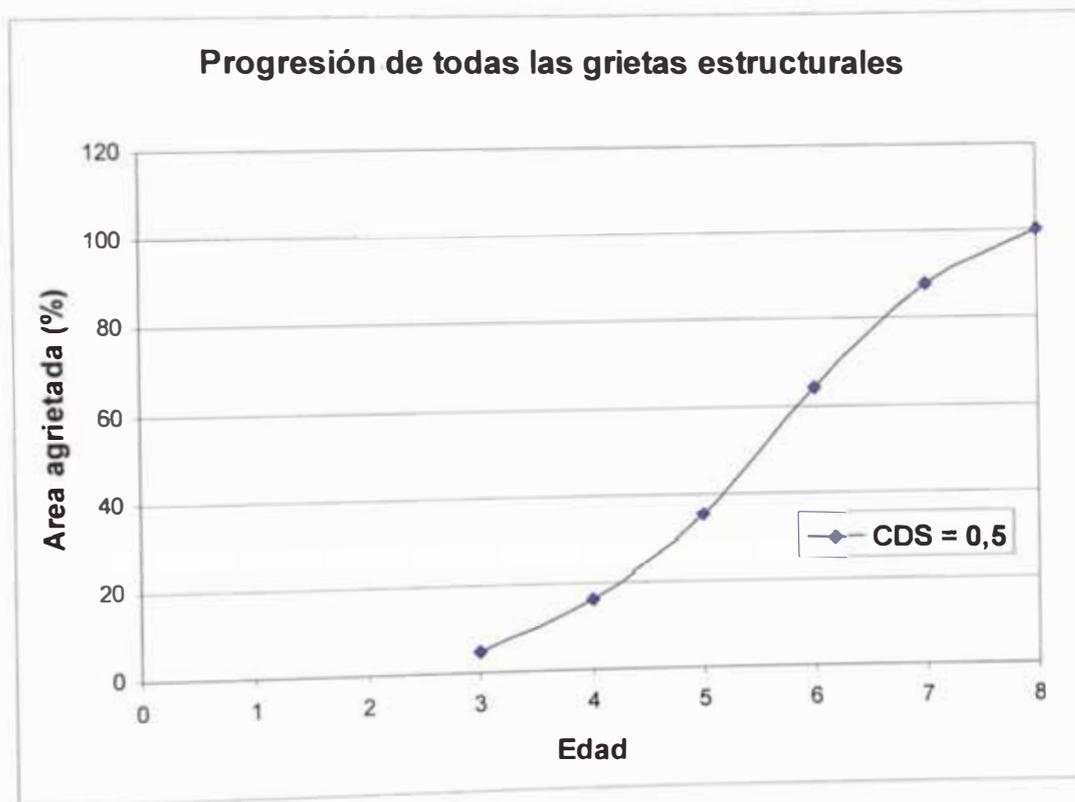


Figura 8.3.- Curva del agrietamiento estructural (todas las grietas) para CDS = 0.5



Cuadro 8.4.- Progresión de todas las grietas estructurales (CDS = 1.0)

Condición 2	
a0	1,84
a1	0,45
CRT	0
CRP	1
Kcpa	1
ICA	3
AGE2	0
CDS	1

EDAD	ACAa	SCA	Za	δt_A	Y	dACA	dACA*	ACAb
3	0,50	0,50	1	1	1,560	2,187	2,19	2,69
4	2,69	2,69	1	1	2,388	4,233	4,23	6,92
5	6,92	6,92	1	1	3,216	6,489	6,49	13,41
6	13,41	13,41	1	1	4,044	8,900	8,90	22,31
7	22,31	22,31	1	1	4,872	11,439	11,44	33,75
8	33,75	33,75	1	1	5,700	14,085	14,09	47,83
9	47,83	47,83	1	1	6,528	16,826	14,78	62,62
10	62,62	37,38	-1	1	4,274	12,162	12,16	74,78
11	74,78	25,22	-1	1	3,446	9,592	9,59	84,37
12	84,37	15,63	-1	1	2,618	7,143	7,14	91,51
13	91,51	8,49	-1	1	1,790	4,841	4,84	96,36
14	96,36	3,64	-1	1	0,962	2,728	2,73	99,08
15	99,08	0,92	-1	1	0,134	0,905	0,91	99,99
16	99,99	0,01	-1	1	-0,694	0,011	0,01	100,00
17	100,00	0,00	-1	1	-0,828	0,000	0,00	100,00

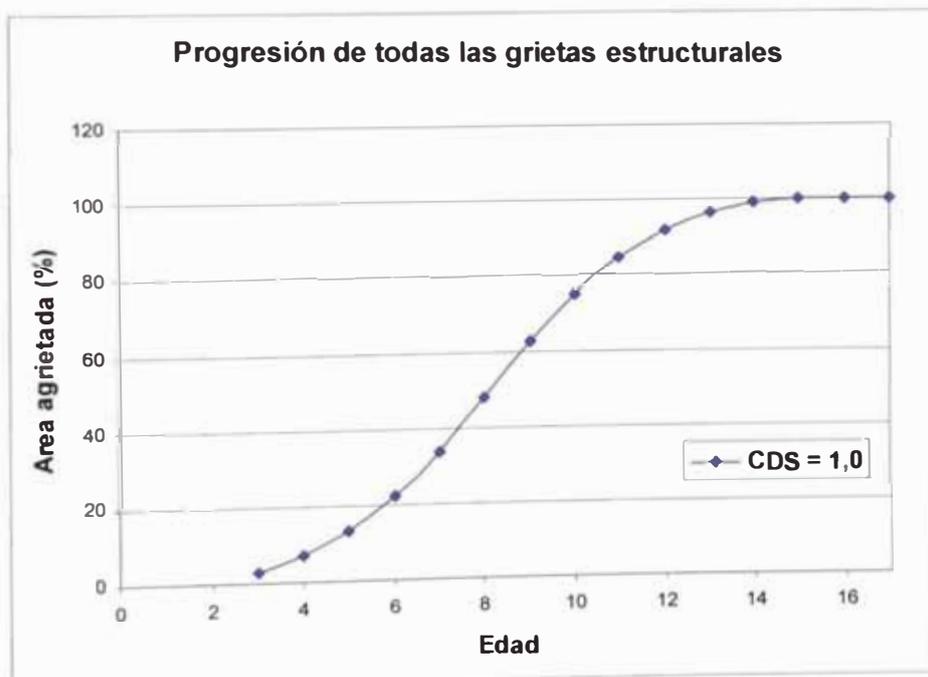




Figura 8.4.- Curva del agrietamiento estructural (todas las grietas) para CDS = 1.0

Cuadro 8.5.- Progresión de todas las grietas estructurales (CDS = 1.5)

Condición 3	
a0	1,84
a1	0,45
CRT	0
CRP	1
Kcpa	1
ICA	3
AGE2	0
CDS	1,5

EDAD	ACAa	SCA	Za	δt_{λ}	Y	dACA	dACA*	ACAb
3	0,50	0,50	1	1	1,560	1,458	1,46	1,96
4	1,96	1,96	1	1	2,181	2,466	2,47	4,42
5	4,42	4,42	1	1	2,781	3,520	3,52	7,94
6	7,94	7,94	1	1	3,369	4,616	4,62	12,56
7	12,56	12,56	1	1	3,951	5,748	5,75	18,31
8	18,31	18,31	1	1	4,528	6,913	6,91	25,22
9	25,22	25,22	1	1	5,102	8,108	8,11	33,33
10	33,33	33,33	1	1	5,673	9,331	9,33	42,66
11	42,66	42,66	1	1	6,242	10,579	10,09	52,75
12	52,75	47,25	-1	1	4,841	9,322	9,32	62,07
13	62,07	37,93	-1	1	4,307	8,179	8,18	70,25
14	70,25	29,75	-1	1	3,775	7,068	7,07	77,32
15	77,32	22,68	-1	1	3,246	5,994	5,99	83,31
16	83,31	16,69	-1	1	2,721	4,961	4,96	88,27
17	88,27	11,73	-1	1	2,200	3,974	3,97	92,25
18	92,25	7,75	-1	1	1,685	3,042	3,04	95,29
19	95,29	4,71	-1	1	1,181	2,176	2,18	97,47
20	97,47	2,53	-1	1	0,692	1,396	1,40	98,86
21	98,86	1,14	-1	1	0,232	0,733	0,73	99,59
22	99,59	0,41	-1	1	-0,162	0,270	0,27	99,86
23	99,86	0,14	-1	1	-0,422	0,090	0,09	99,95
24	99,95	0,05	-1	1	-0,580	0,030	0,03	99,98
25	99,98	0,02	-1	1	-0,677	0,010	0,01	99,99
26	99,99	0,01	-1	1	-0,736	0,003	0,00	100,00
27	100,00	0,00	-1	1	-0,772	0,001	0,00	100,00

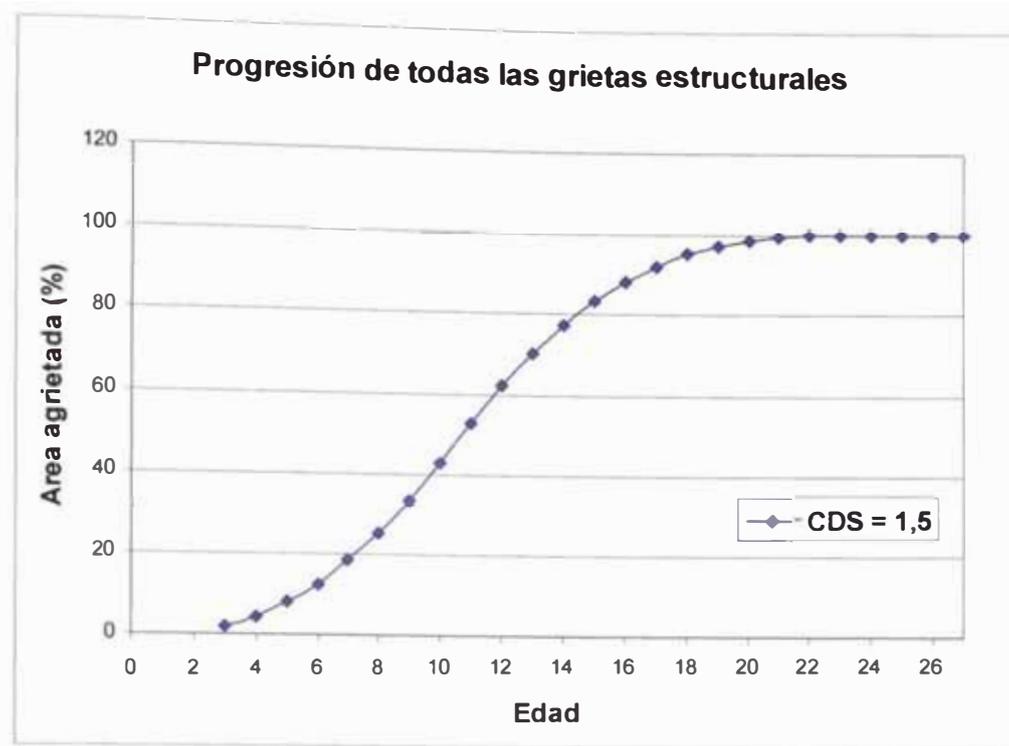


Figura 8.5.- Curva del agrietamiento estructural (todas las grietas) para CDS = 1.5

Observaciones:

- La forma de las curvas son de tipo sigmoide (curva S), es decir existe una primera etapa de progresión creciente, seguida de otra etapa de progresión decreciente.
- El comportamiento del pavimento representado por las curvas obtenidas de la aplicación del modelo, muestran el desempeño esperado para pavimentos dependiendo del indicador de defectos de superficies bituminosas. A un menor valor de CDS se espera que la progresión del agrietamiento sea más rápida y se alcance el límite máximo del agrietamiento (100%) a una menor edad. Existe una relación indirecta entre el valor de CDS y la progresión del agrietamiento.
- Estableciendo todas las demás variables, la progresión del agrietamiento, según el modelo del IIDM-4, dependerá únicamente del valor de ACA_a (área de todas las grietas al inicio del año de análisis). Además el modelo define que el agrietamiento se inicia (y en consecuencia la progresión) cuando $ACA_a = 0.5\%$.



- El modelo se ha aplicado estableciéndose las siguientes condiciones:

$$ICA = 3 \text{ años}$$

$$CDS = 0.5, 1.0, 1.5$$

$$ACA_a (\text{inicial}) = 0.5\%$$

Para un pavimento de base granular y de superficie asfáltica, que no ha recibido ningún tipo de mantenimiento. En consecuencia se tendrá la misma forma de las curvas para cualquier pavimento que cumpla estas características. La forma de las curvas sólo cambiarán cuando se analice otro tipo de pavimento (por ejemplo un pavimento de base estabilizada y de superficie asfáltica), ya que se tendrá otros valores de los coeficientes del modelo (a_0, a_1). Cuando sólo se varié el tiempo de inicio del agrietamiento las curvas se trasladaran a la izquierda o derecha del gráfico obtenido en el presente ejemplo.

- Aunque el modelo pueda representar la forma del comportamiento del pavimento. Para el autor este modelo sufre de errores de formulación, al no incluir variables, tales como: la resistencia del pavimento (SNP) y el número de ejes equivalentes de eje estándar (CESAL), tal como si los incluyen otros modelos de progresión, ya que son variables que influyen directamente en el agrietamiento.
- Las curvas obtenidas presentan una progresión lenta a medida que se acercan al límite máximo del agrietamiento (100%). Sin embargo esto no ocurre para la condición de $CDS = 0.5$; donde no se alcanza gradualmente la condición límite.

8.1.2 Grietas Anchas

8.1.2.1 Modelo del inicio de las grietas anchas

$$ICW = K_{civ} \cdot MAX[(a_0 + a_1 \cdot ICA), a_2 \cdot ICA]$$

Donde:

ICW: Inicio de las grietas estructurales anchas (años)

ICA: Inicio de todas las grietas estructurales (años)

a_0, a_1, a_2 : Coeficientes del modelo (ver tabla 6.17)

Kicw: Factor de calibración del modelo.

El análisis de este modelo se realizará de manera similar al análisis realizado para el modelo del inicio de todas las grietas estructurales



Cuadro 8.6.- Variación del inicio de las grietas estructurales anchas con respecto al CDS

Condición 1			Condición 2			Condición 3					
Coef. para ICA		Coef. para ICW	Coef. para ICA		Coef. para ICW	Coef. para ICA		Coef. para ICW			
a0:	4,21	a0:	2,46	a0:	4,21	a0:	2,46	a0:	4,21	a0:	2,46
a1:	0,14	a1:	0,93	a1:	0,14	a1:	0,93	a1:	0,14	a1:	0,93
a2:	-17,1	a2:	0	a2:	-17,1	a2:	0	a2:	-17,1	a2:	0
Kcia	1	Kciw	1	Kcia	1	Kciw	1	Kcia	1	Kciw	1

CRT	0
CDS	0,5
SNP	3,2

CRT	0
CDS	1,0
SNP	3,2

CRT	0
CDS	1,5
SNP	3,2

YE4	ICA	ICW
0,00	1,647	3,992
0,05	1,515	3,869
0,10	1,394	3,756
0,15	1,282	3,653
0,20	1,180	3,557
0,25	1,085	3,469
0,30	0,998	3,388
0,35	0,918	3,314
0,40	0,845	3,246
0,45	0,777	3,183
0,50	0,715	3,125
0,55	0,658	3,071
0,60	0,605	3,023
0,65	0,556	2,977
0,70	0,512	2,936
0,75	0,471	2,898
0,80	0,433	2,863
0,85	0,398	2,831
0,90	0,366	2,801
0,95	0,337	2,774
1,00	0,310	2,748

YE4	ICA	ICW
0,00	6,589	8,588
0,05	6,062	8,097
0,10	5,576	7,646
0,15	5,129	7,230
0,20	4,718	6,848
0,25	4,340	6,497
0,30	3,993	6,173
0,35	3,673	5,876
0,40	3,379	5,602
0,45	3,108	5,350
0,50	2,859	5,119
0,55	2,630	4,906
0,60	2,419	4,710
0,65	2,226	4,530
0,70	2,047	4,364
0,75	1,883	4,211
0,80	1,732	4,071
0,85	1,594	3,942
0,90	1,466	3,823
0,95	1,349	3,714
1,00	1,241	3,614

YE4	ICA	ICW
0,00	14,826	16,248
0,05	13,639	15,144
0,10	12,546	14,128
0,15	11,541	13,193
0,20	10,616	12,333
0,25	9,766	11,542
0,30	8,984	10,815
0,35	8,264	10,146
0,40	7,602	9,530
0,45	6,993	8,964
0,50	6,433	8,443
0,55	5,918	7,963
0,60	5,444	7,523
0,65	5,008	7,117
0,70	4,606	6,744
0,75	4,237	6,401
0,80	3,898	6,085
0,85	3,586	5,795
0,90	3,298	5,528
0,95	3,034	5,282
1,00	2,791	5,056



Cuadro 8.7.- Variación del inicio de las grietas estructurales anchas con respecto al promedio anual del número estructural ajustado

Condición 4			Condición 5			Condición 6					
Coef. para ICA		Coef. para ICW	Coef. para ICA		Coef. para ICW	Coef. para ICA		Coef. para ICW			
a0:	4,21	a0:	2,46	a0:	4,21	a0:	2,46	a0:	4,21	a0:	2,46
a1:	0,14	a1:	0,93	a1:	0,14	a1:	0,93	a1:	0,14	a1:	0,93
a2:	-17,1	a2:	0	a2:	-17,1	a2:	0	a2:	-17,1	a2:	0
Kcia	1	Kciw	1	Kcia	1	Kciw	1	Kcia	1	Kciw	1

CRT	0
CDS	1
SNP	1,8

CRT	0
CDS	1
SNP	2,2

CRT	0
CDS	1
SNP	3,5

YE4	ICA	ICW
0,00	5,417	7,497
0,05	4,160	6,329
0,10	3,195	5,432
0,15	2,454	4,742
0,20	1,885	4,213
0,25	1,448	3,806
0,30	1,112	3,494
0,35	0,854	3,254
0,40	0,656	3,070
0,45	0,504	2,929
0,50	0,387	2,820
0,55	0,297	2,736
0,60	0,228	2,672
0,65	0,175	2,623
0,70	0,135	2,585
0,75	0,103	2,556
0,80	0,079	2,534
0,85	0,061	2,517
0,90	0,047	2,504
0,95	0,036	2,493
1,00	0,028	2,486

YE4	ICA	ICW
0,00	5,729	7,788
0,05	4,801	6,925
0,10	4,024	6,202
0,15	3,372	5,596
0,20	2,826	5,088
0,25	2,368	4,663
0,30	1,985	4,306
0,35	1,663	4,007
0,40	1,394	3,757
0,45	1,168	3,547
0,50	0,979	3,371
0,55	0,821	3,223
0,60	0,688	3,100
0,65	0,576	2,996
0,70	0,483	2,909
0,75	0,405	2,836
0,80	0,339	2,776
0,85	0,284	2,724
0,90	0,238	2,682
0,95	0,200	2,646
1,00	0,167	2,616

YE4	ICA	ICW
0,00	6,872	8,851
0,05	6,409	8,420
0,10	5,977	8,018
0,15	5,574	7,644
0,20	5,198	7,294
0,25	4,848	6,968
0,30	4,521	6,664
0,35	4,216	6,381
0,40	3,932	6,117
0,45	3,667	5,870
0,50	3,420	5,640
0,55	3,189	5,426
0,60	2,974	5,226
0,65	2,774	5,039
0,70	2,587	4,865
0,75	2,412	4,703
0,80	2,250	4,552
0,85	2,098	4,411
0,90	1,956	4,280
0,95	1,825	4,157
1,00	1,702	4,042



Figura 8.6.- Inicio de las grietas anchas para diferentes condiciones del CDS

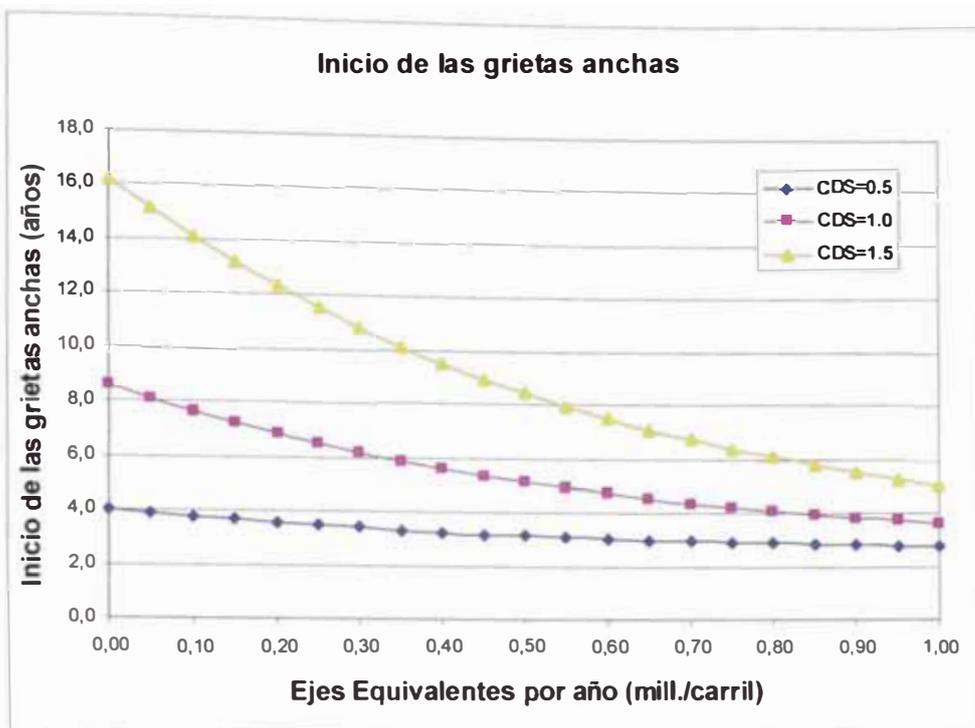
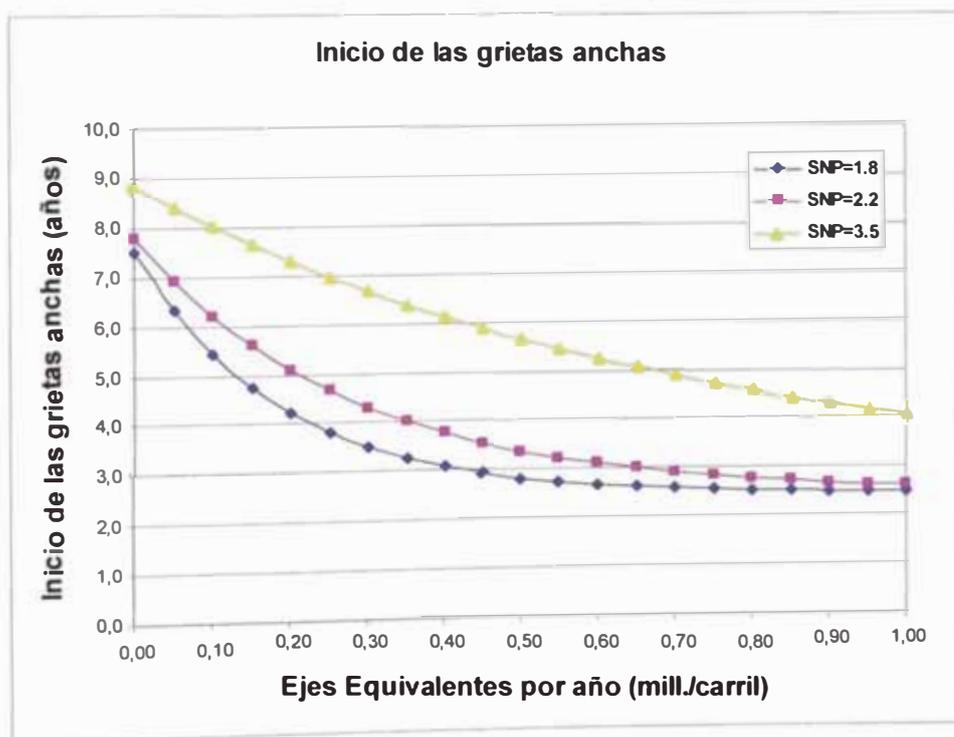


Figura 8.7.- Inicio de las grietas anchas para diferentes condiciones de SNP





Observaciones:

- El inicio de las grietas estructurales anchas depende de las mismas variables de las que depende el inicio de todas las grietas estructurales (SNP, CDS, YE4 y CRT).
- La diferencia entre el inicio de las grietas estructurales anchas y el inicio de todas las grietas estructurales varía entre 1.4 a 2.4 años, dependiendo de las condiciones de análisis del presente ejemplo.
- La forma de las curvas, que representan el comportamiento del pavimento, son similares a los obtenidos en el análisis del modelo para el inicio de todas las grietas estructurales.

8.1.2.2 Modelo de Progresión de las grietas anchas

La forma general del modelo de la progresión de las grietas estructurales anchas es:

$$dACW = K_{crw} \left(\frac{CRP}{CDS} \right) Z_w \left[\left(Z_w \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot \delta_w + SCW^{a_1} \right)^{1/a_1} - SCW \right]$$

Donde:

$$dACW = MIN[ACA_a + dACA - ACW_a, dACW]$$

La progresión de las grietas estructurales anchas comienza cuando $\delta t_w > 0$ ó $ACW_a > 0$

Donde:

Si $ACW_a > 0$ $\delta t_w = 1$ De lo contrario $\delta t_w = MAX\{0, MIN[(AGE2-ICW), 1]\}$

El inicio de las grietas estructurales anchas se restringe para que no comience antes de que el área de todas las grietas estructurales (ACA_a) exceda el 5%, como sigue:

Se considera $\delta t_w = 0$, si: $ACA_a \leq 5$ y $ACW_a \leq 0.5$ y $\delta t_w > 0$

dACW es calculado cada año de análisis como sigue:

Si $ACW_a \geq 50$ Entonces $Z_w = -1$ De lo contrario $Z_w = 1$

$$ACW_a = MAX(ACW_a, 0.5)$$



$$SCW = MIN[ACW_a, 100 - ACW_a]$$

$$Y = a_2 \cdot a_3 \cdot Z_w \cdot \delta_w + SCW^{a_1}$$

- Si $Y < 0$

Entonces:

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot MIN[(ACA_a + dACA - ACW_a), (100 - ACW_a)]$$

- Si $Y \geq 0$

Entonces:

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot MIN[(ACA_a + dACA - ACW_a), Z_w \cdot (Y^{1/a_3} - SCW)]$$

- Si $ACW_a \leq 50$ y $ACW_a + dACW > 50$

Entonces:

$$c_1 = MAX[(2 \cdot (50^{a_3}) - SCW^{a_3} - a_2 \cdot a_3 \cdot \delta_w), 0]$$

$$dACW = K_{cpw} \cdot \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \cdot MIN[(ACA_a + dACA - ACW_a), (100 - c_1^{1/a_3} - ACW_a)]$$

Donde:

dACW:	Incremento en el área de las grietas estructurales anchas durante el año de análisis (% del área total de camino)
ACA _a :	Área de todas las grietas estructurales en el inicio del año de análisis
ACW _a :	Área de las grietas estructurales anchas en el inicio del año de análisis
δ _w :	Fracción del año de análisis en el que se da la progresión de las grietas estructurales anchas
AGE2:	Edad de la superficie del pavimento desde el último recapado o resellado, reconstrucción o nueva construcción (años)
ICW:	Tiempo de inicio de las grietas estructurales anchas (años)
K _{cpw} :	Factor de calibración para la progresión de las grietas estructurales anchas
CDS:	Indicador de defectos en la construcción para superficies bituminosas
CRP:	Retardo de la progresión del agrietamiento debido al tratamiento preventivo, dada por $CRP = 1 - 0.12 CRT$
a ₂ , a ₃ :	Coefficientes del modelo (ver tabla 6.20)

Para el análisis de este modelo se asumirá que:

$$ACW_a + dACW = ACW_b$$



Aunque el algoritmo del modelo define que ACW_b es una función de varias variables entre ellas del incremento del área con huecos producido a partir de áreas agrietadas ($dAPOTCR$) y del incremento del área con fallas de borde producidos a partir de áreas agrietadas ($dAVEBCR$).

Cuadro 8.8.- Progresión de las grietas estructurales anchas (CDS = 0.5)

Inicio de Grietas	
CRT	0
CDS	0,5
SNP	3,2
YE4	0,70
ICA	0,512
ICW	2,936

Condición 1	
Progresión de grietas	
a2	2,94
a3	0,56
CRT	0
CRP	1
Kcpw	1
ICW	2,936
AGE2	0
CDS	0,5

Edad	ACAa	dACA	ACWa	SCW	Zw	δtw	Y	dACW	dACW*	ACWb
0,512	0,50	4,37	0,00	0,00	1	1	1,646	4,8719	4,87	4,87
1,512	4,87	11,04	0,00	0,00	1	1	1,646	4,8719	4,87	4,87
2,512	15,91	19,35	0,50	0,50	1	1	2,325	8,0211	8,02	8,52
3,512	35,26	28,80	8,52	8,52	1	1	4,966	17,9434	17,94	26,46
4,512	64,06	23,76	26,46	26,46	1	1	7,908	27,3735	25,50	51,96
5,512	87,82	12,21	51,96	48,04	-1	1	7,097	29,8813	29,88	81,84

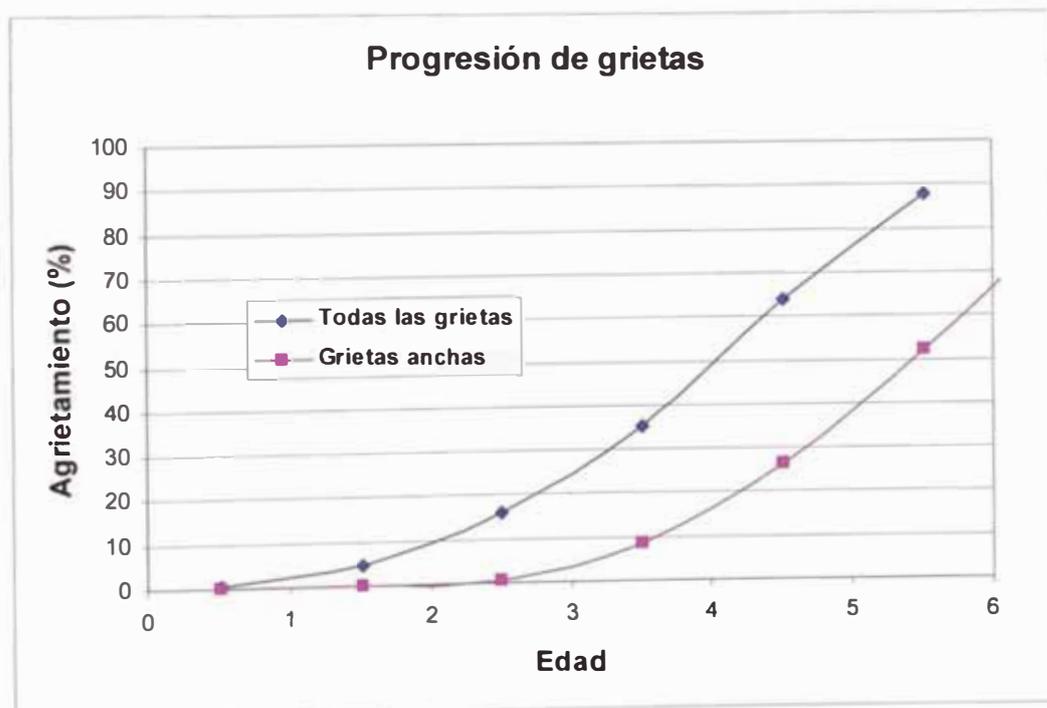


Figura 8.8.- Curvas de agrietamiento estructural para CDS = 0.5



Cuadro 8.9.- Progresión de las grietas estructurales anchas (CDS = 1.0)

Inicio de Grietas		Condición 2	
CRT	0	Progresión de grietas	
CDS	1,0	a2	2,94
SNP	3,2	a3	0,56
YE4	0,70	CRT	0
ICA	2,047	CRP	1
ICW	4,36	Kcpw	1
		ICW	4,36
		AGE2	0
		CDS	1,0

Edad	ACAa	dACA	ACWa	SCW	Zw	δtw	Y	dACW	dACW*	ACWb
2,047	0,50	2,19	0,00	0,00	1	1	1,646	2,4360	2,44	2,44
3,047	2,69	4,23	0,00	0,00	1	1	1,646	2,4360	2,44	2,44
4,047	6,92	6,49	0,50	0,50	1	1	2,325	4,0105	4,01	4,51
5,047	13,41	8,90	4,51	4,51	1	1	3,971	7,2245	7,22	11,74
6,047	22,31	11,44	11,74	11,74	1	1	5,618	10,0657	10,07	21,80
7,047	33,75	14,09	21,80	21,80	1	1	7,264	12,6981	12,70	34,50
8,047	47,83	14,78	34,50	34,50	1	1	8,910	15,1875	15,19	49,69
9,047	62,62	12,16	49,69	49,69	1	1	10,557	17,5694	15,28	64,97
10,047	74,78	9,59	64,97	35,03	-1	1	5,680	12,7956	12,80	77,76
11,047	84,37	7,14	77,76	22,24	-1	1	4,034	10,1695	10,17	87,93
12,047	91,51	4,84	87,93	12,07	-1	1	2,388	7,3383	7,34	95,27
13,047	96,36	2,73	95,27	4,73	-1	1	0,741	3,8142	3,81	99,08
14,047	99,08	0,91	99,08	0,92	-1	1	-0,694	0,9053	0,91	99,99
15,047	99,99	0,01	99,99	0,01	-1	1	-1,565	0,0114	0,01	100,00
16,047	100,00	0,00	100,00	0,00	-1	1	-1,646	0,0000	0,00	100,00

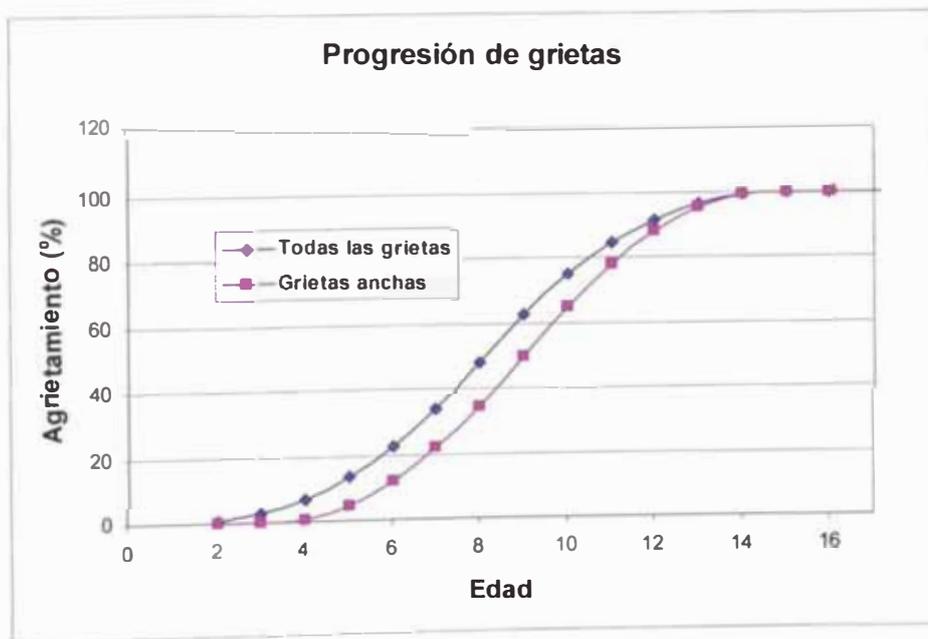


Figura 8.9.- Curvas de agrietamiento estructural para CDS = 1.0



Cuadro 8.10.- Progresión de las grietas estructurales anchas (CDS = 1.5)

Inicio de Grietas	
CRT	0
CDS	1,5
SNP	3,2
YE4	0,70
ICA	4,606
ICW	6,744

Condición 3	
Progresión de grietas	
a2	2,94
a3	0,56
CRT	0
CRP	1
Kcpw	1
ICW	6,744
AGE2	0
CDS	1,5

Edad	ACAa	dACA	ACWa	SCW	Zw	δtw	Y	dACW	dACW*	ACWb
4,606	0,50	1,46	0,00	0,00	1	1	1,646	1,3051	1,31	1,31
5,606	1,96	2,47	0,00	0,00	1	1	1,646	1,6240	1,62	1,62
6,606	4,42	3,52	0,00	0,00	1	1	1,646	1,6240	1,62	1,62
7,606	7,94	4,62	0,50	0,50	1	1	2,325	2,6737	2,67	3,17
8,606	12,56	5,75	3,17	3,17	1	1	3,556	4,3067	4,31	7,48
9,606	18,31	6,91	7,48	7,48	1	1	4,732	5,7138	5,71	13,19
10,606	25,22	8,11	13,19	13,19	1	1	5,887	7,0055	7,01	20,20
11,606	33,33	9,33	20,20	20,20	1	1	7,029	8,2216	8,22	28,42
12,606	42,66	10,09	28,42	28,42	1	1	8,163	9,3820	9,38	37,80
13,606	52,75	9,32	37,80	37,80	1	1	9,292	10,4990	10,50	48,30
14,606	62,07	8,18	48,30	48,30	1	1	10,417	11,5804	10,31	58,61
15,606	70,25	7,07	58,61	41,39	-1	1	6,397	9,2618	9,26	67,87
16,606	77,32	5,99	67,87	32,13	-1	1	5,334	8,1705	8,17	76,04
17,606	83,31	4,96	76,04	23,96	-1	1	4,276	7,0442	7,04	83,09
18,606	88,27	3,97	83,09	16,91	-1	1	3,227	5,8755	5,88	88,96
19,606	92,25	3,04	88,96	11,04	-1	1	2,191	4,2189	4,22	93,18
20,606	95,29	2,18	93,18	6,82	-1	1	1,284	2,8572	2,86	96,04
21,606	97,47	1,40	96,04	3,96	-1	1	0,516	1,8828	1,88	97,92
22,606	98,86	0,73	97,92	2,08	-1	1	-0,139	1,1163	1,12	99,04
23,606	99,59	0,27	99,04	0,96	-1	1	-0,667	0,5523	0,55	99,59
24,606	99,86	0,09	99,59	0,41	-1	1	-1,038	0,2442	0,24	99,83
25,606	99,95	0,03	99,83	0,17	-1	1	-1,279	0,1014	0,10	99,93
26,606	99,98	0,01	99,93	0,07	-1	1	-1,429	0,0405	0,04	99,97
27,606	99,99	0,00	99,97	0,03	-1	1	-1,519	0,0157	0,02	99,99
28,606	100,00	0,00	99,99	0,01	-1	1	-1,573	0,0060	0,01	100,00
29,606	100,00	0,00	100,00	0,00	-1	1	-1,604	0,0022	0,00	100,00

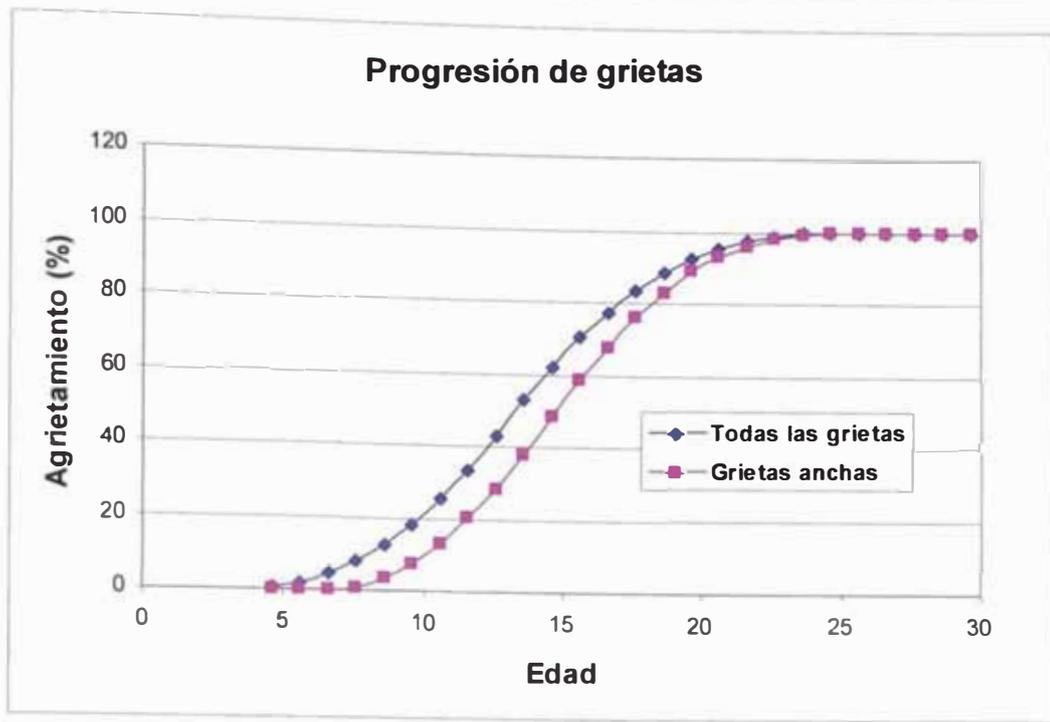


Figura 8.10.- Curvas de agrietamiento estructural para CDS = 1.5

Observaciones:

- Las relaciones definidas por el IIDM-4 establecen que el inicio de las grietas estructurales anchas (en consecuencia su progresión) comienza cuando $ACAA > 5\%$. Lo cual debe coincidir con el valor de ICW estimado para las mismas condiciones.
- La forma de las curvas de la progresión de las grietas estructurales anchas son similares a las obtenidas para todas las grietas estructurales, diferenciándose en el inicio de las curvas. Confundiéndose ambas curvas al acercarse al límite máximo del agrietamiento (100%).

8.2 Grietas Térmicas

8.2.1 Modelo de Inicio de las grietas térmicas

$$ICT = K_{ct} \cdot \text{MAX}(1, CDS^3 \cdot CCT)$$

Donde:

ICT: Inicio del agrietamiento transversal térmico (años)

CDS: Indicador de defectos de construcción de superficies bituminosas

CCT: Coeficiente de agrietamiento térmico

K_{ct}: Factor de calibración del modelo



El inicio de las grietas térmicas, para pavimentos de superficie original (sin resellado o recubierta) depende del CDS y del CCT. El coeficiente de agrietamiento térmico definido en el IIDM-4 depende del tipo de humedad y el tipo de clima que debe soportar el pavimento en análisis.

Tabla 8.1

Clasificación de Humedad	Coeficiente de Agrietamiento térmico (CCT)				
	Tropical	Sub Tropical Caliente	Sub Tropical Fresca	Temperatura Fresca	Temperatura Helada
Arido	500	5	500	500	2
Semi arido	500	8	500	500	2
Sub Húmedo	500	500	500	500	1
Húmedo	500	500	500	500	1
Muy Húmedo	500	200	500		

De esta manera se ha determinado el inicio de las grietas térmicas para todas las condiciones establecidas para el CCT dadas en la tabla 8.1.

Cuadro 8.11

Clasificación de Humedad	ICT (CDS= 0,5)				
	Tropical	Sub Tropical Caliente	Sub Tropical Fresca	Temperatura Fresca	Temperatura Helada
Arido	62,5	1	62,5	62,5	1
Semi arido	62,5	1	62,5	62,5	1
Sub Húmedo	62,5	62,5	62,5	62,5	1
Húmedo	62,5	62,5	62,5	62,5	1
Muy Húmedo	62,5	25	62,5		



Cuadro 8.12

Clasificación de Humedad	ICT (CDS= 1,0)				
	Tropical	Sub Tropical Caliente	Sub Tropical Fresca	Temperatura Fresca	Temperatura Helada
Arido	500	5	500	500	2
Semi arido	500	8	500	500	2
Sub Húmedo	500	500	500	500	1
Húmedo	500	500	500	500	1
Muy Húmedo	500	200	500		

Cuadro 8.13

Clasificación de Humedad	ICT (CDS= 1,5)				
	Tropical	Sub Tropical Caliente	Sub Tropical Fresca	Temperatura Fresca	Temperatura Helada
Arido	1687,5	16,9	1687,5	1687,5	6,8
Semi arido	1687,5	27,0	1687,5	1687,5	6,8
Sub Húmedo	1687,5	1687,5	1687,5	1687,5	3,4
Húmedo	1687,5	1687,5	1687,5	1687,5	3,4
Muy Húmedo	1687,5	675,0	1687,5		

Observaciones:

- Las condiciones más críticas para el inicio de las grietas térmicas, son las definidas como climas de temperatura sub tropical caliente y temperatura helada.
- Nuestro país cuenta con los climas, donde se presentan las condiciones más críticas para el inicio de las grietas térmicas, siendo la más desfavorable el clima de temperatura helada en donde según el modelo se estima que el inicio de las grietas térmicas se de 1.0 a 6.8 años dependiendo del CDS y el tipo de humedad de la zona.



CAPITULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Los modelos de predicción de deterioro o modelos de comportamiento de pavimentos se han desarrollado a partir de la necesidad de encontrar herramientas que permitan programar actividades de mantenimiento y/o rehabilitación de pavimentos y en consecuencia asignar recursos de la manera más precisa y rentable.
2. El pavimento es el elemento básico de la infraestructura vial, en torno a él se generan elementos complementarios. La mayor cantidad de recursos económicos y financieros se destinan a la construcción y mantenimiento de pavimentos. Así mismo el estado del pavimento influye directamente en el costo de los usuarios del camino.
3. Un sistema de gestión de pavimentos es un conjunto de herramientas que ayudan a la toma de decisiones a fin de encontrar la estrategia más óptima para mantener los pavimentos en buenas condiciones de transitabilidad. En tal sentido las Agencias de Administración de Caminos no sólo deben preocuparse por capacitar a sus ingenieros en el uso de softwares comerciales desarrollados para ayudar a la gestión de pavimentos, sino que más importante es establecer actividades de recopilación de información (tanto del estado como de la geometría de los caminos) en forma periódica, procesamiento de la información y definir políticas de intervención (mantenimiento y/o rehabilitación) en base al estudio del comportamiento de los pavimentos y no sólo en base a la experiencia.
4. Los sistemas de gestión de pavimentos son indispensables para encontrar la alternativa más adecuada (técnica y económica) cuando se trata de definir políticas de mantenimiento de caminos. Las Agencias Administradoras de Caminos deberán implementar un sistema de gestión de pavimentos de acuerdo a sus necesidades, recursos y objetivos.
5. El Highway Development and Management (HDM), constituye actualmente, una de las más importantes herramientas de análisis para la evaluación técnica y económica de



inversiones en construcción y conservación de redes de caminos. El HDM reúne el resultado de distintas investigaciones orientadas al estudio del deterioro de los caminos, el efecto de la conservación en los mismos y los costos de operación de los vehículos.

6. Si bien el programa HDM es aceptado y aplicado en muchos países alrededor del mundo. Los resultados del análisis de proyectos de construcción y conservación de caminos con este programa deben ser verificados en la práctica a fin de calibrar o adaptar el programa a las condiciones particulares a las que están expuestas los caminos de nuestro país.
7. Se disponen de diferentes técnicas para desarrollar modelos de comportamiento de pavimentos. La complejidad de los modelos y el grado de precisión están en función del uso que se le quiera dar a los resultados, es decir del nivel de gestión (red o proyecto).
8. El objetivo del modelamiento del deterioro de los pavimentos es representar el comportamiento físico real del pavimento, es decir su proceso de deterioro. Para ello se han correlacionado distintas variables que influyen en el deterioro de los pavimentos, así como las leyes físicas y la mecánica de los materiales.
9. Sin tomar en cuenta el método empleado para el modelamiento lo importante es estimar con razonable precisión el deterioro real del pavimento, para ello se puede partir de un modelo de deterioro base y ajustarlo según los resultados medidos en el campo.
10. Los modelos de deterioro empíricos han sido usados por muchos años y constituyen uno de los modelos de deterioro más ampliamente usados, aunque tengan la desventaja de no ser aplicables a pavimentos en condiciones diferentes de aquellos en los que se tomaron los datos. Por ello más Agencias de Administración de Caminos formulan modelos empíricos de acuerdo a la base de datos que disponen. Si bien los modelos empíricos mecanicistas pretenden resolver este inconveniente, la parte empírica del modelo siempre obligará a una calibración o ajuste del modelo a las condiciones locales del camino.
11. La base de datos constituye la parte más importante para un adecuado modelamiento del deterioro de pavimentos. Datos inexactos de las distintas variables, necesarias para el modelamiento, originan modelos inconsistentes y de dudosa aplicación. Así mismo la



base de datos de las Agencias Administradoras de Caminos representa el soporte de su sistema de gestión.

12. La revisión de los modelos de deterioro para pavimentos asfálticos muestran, que para el agrietamiento se han empleado como variables explicativas, el CESAL, la edad del pavimento, el número estructural, y otras variables tales como la deflexión superficial, las características de la subrasante y las características del medioambiente.
13. Los modelos de ahuellamiento emplean como variables explicativas el tráfico, el número estructural, la deflexión y las características de la subrasante.
14. Para la rugosidad en pavimentos asfálticos se ha modelado como una función del número estructural y el CESAL, aunque la mejor formulación de un indicador compuesto como la rugosidad es la presentada por el HDM4, pues en él se define la rugosidad como una función de otros deterioros.
15. La revisión de los modelos de deterioro para pavimentos de concreto muestran, que para el escalonamiento de juntas transversales (faulting) se han empleado como variables explicativas el tráfico (CESAL), características del medioambiente (índice de congelamiento y precipitación), características del refuerzo (diámetro del dowel), características de la subrasante (modulo de reacción de la subrasante) y características de la losa (edad, espesor, espaciamiento de juntas transversales, apoyo de borde, tipo de base, etc.).
16. El agrietamiento transversal en pavimentos de concreto ha sido modelado como una función del daño acumulado por fatiga, que se define como la razón entre el número de repeticiones de carga y el número admisible de repeticiones de carga, que es función de los esfuerzos producidos en la losa por las cargas de tráfico y del medioambiente.
17. El deterioro de las juntas transversales (spalling) ha sido modelada en base al tráfico, la edad del pavimento, las características del medio ambiente (número anual de ciclos de congelamiento – descongelamiento, el rango promedio de temperatura diaria y el rango promedio diario de humedad relativa), y las características de la losa (espaciamiento de las juntas transversales y tipo de sello de juntas).



18. Los modelos de la rugosidad en pavimentos de concreto la presentan como una función del tráfico (CESAI), la edad del pavimento, características de la subrasante (modulo de reacción de la subrasante), características del medioambiente (precipitación y número anual de ciclos de congelamiento – descongelamiento) y características de la losa (espesor, espaciamiento de juntas transversales, apoyo de borde, tipo de base, etc.), aunque también se presentan modelos en las que la rugosidad está en función de otros deterioros (escalonamiento de juntas, deterioro de juntas y agrietamiento) y de la rugosidad inicial.
19. Los modelos de predicción de deterioro son necesarios en los sistemas de gestión de pavimentos, pues con ayuda de modelos económicos se puede determinar el costo de la administración de los caminos y el costo de la operación de los vehículos en función de deterioro que presente el camino, permitiendo realizar un análisis técnico – económico de proyectos de mantenimiento y/o rehabilitación de caminos.
20. A partir de la experiencia adquirida en el desarrollo del presente estudio podemos afirmar que existe cierto grado de dificultad para entender y en consecuencia aplicar los modelos de deterioro analizados en el capítulo 8. Un inconveniente en la aplicación del modelo de progresión de todas las grietas estructurales es que éste está también en función de otros deterioros (fallas de borde y huecos) y en consecuencia es necesario evaluarlos. Por ello se han realizado algunas simplificaciones como la de establecer que el pavimento no recibirá ninguna clase de mantenimiento durante su periodo de vida, y se ha ignorado la relación que define el HDM4 entre el agrietamiento y otras formas de deterioro.
21. Se recomienda desarrollar investigaciones en este campo a fin de ampliar el conocimiento y la práctica de estos modelos. Dichas investigaciones deben realizarse en forma conjunta entre instituciones académicas (universidades) y agencias encargadas de la administración de caminos tales como: el Ministerio de Transportes y Comunicaciones y empresas privadas (empresas que han obtenido la concesión de algunos tramos de la Red Vial Nacional). Estas investigaciones demandarán una elevada inversión pues deben prolongarse por lo menos 10 años a fin de levantar información real del proceso de deterioro, pero sin duda los beneficios que se obtengan de estas investigaciones contribuirán al desarrollo de las regiones.