



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

ESTUDIO COMPARATIVO DE LA SENSIBILIDAD DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES: MÉTODO AASHTO 93 Y ME-PDG V 1.1

DAVID SALDAÑA MARULANDA

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:
GUILLERMO THENOUX ZEBALLOS

Santiago de Chile, Julio de 2013

© 2013, David Saldaña Marulanda



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

ESTUDIO COMPARATIVO DE LA SENSIBILIDAD DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES: MÉTODO AASHTO 93 Y ME-PDG V 1.1

DAVID SALDAÑA MARULANDA

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

GUILLERMO THENOUX ZEBALLOS

ALONDRA CHAMORRO GINÉ

TOMAS ECHAVEGUREN NAVARRO

JOSÉ MIGUEL CEMBRANO

Tesis para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Julio de 2013

A mis Padres Marlene y José Mariano por la formación que me brindaron, a mis hermanos Paula y Andrés y a mi novia Sara, por su constante apoyo, y ante todo a Dios, por las grandes personas que ha puesto a mí alrededor. (*Dedicatoria*)

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por brindarme apoyo fundamental para seguir adelante y lograr culminar esta etapa de mi vida.

A los profesores del Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción de la Pontificia Universidad Católica de Chile, por todos los conocimientos nuevos adquiridos y por los conocimientos reforzados y afianzados para mi desarrollo como profesional.

Agradezco especialmente al Profesor Guillermo Thenoux Zeballos, por haberme compartido sus conocimientos en el amplio tema de la ingeniería vial y por haberme guiado en la conceptualización y ejecución de la investigación.

Al personal administrativo del Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción por brindarme una gran amistad y ser un gran apoyo en Santiago.

A todos mis compañeros del Departamento, en especial a Carlos López y a Carlos Marín por compartir sus conocimientos y mejorar mi estadía en Santiago, a los integrantes del Centro de Ingeniería e Investigación Vial “CIIV” por brindarme su confianza, apoyo y amistad.

Al Ministerio de Obras Públicas “MOP” por haberme facilitado la información de las plazas de pesaje, al Laboratorio Nacional de Vialidad por facilitar información de mezclas asfálticas utilizadas en Chile.

Y por último, a todas las personas que de una u otra manera participaron en esta etapa de mi vida.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes generales	1
1.2 Planteamiento del problema.....	3
1.3 Hipótesis y Objetivo de la investigación.....	4
1.3.1 Hipótesis	4
1.3.2 Objetivo general y específico	4
1.4 Metodología de Investigación	5
1.5 Organización de la tesis.	7
II REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1. Método AASHTO 93	8
2.1.1 Confiabilidad y serviciabilidad.....	9
2.1.2 Tránsito	10
2.1.3 Clima.....	13
2.1.4 Materiales	14
2.2 Método ME-PDG v 1.1.	15
2.2.1 Confiabilidad	16
2.2.2 Tránsito	17
2.2.3 Clima.....	18
2.2.4 Materiales	19

2.3	Estudios comparativos	23
2.4	Metodología de comparación.....	24
2.4.1	Análisis método AASHTO 93	31
2.4.2	Análisis método ME-PDG v 1.1.....	33
III	DISEÑO EXPERIMENTAL	36
3.1	Diseño experimental para analizar el tránsito	36
3.1.1	Alcance	36
3.1.2	Sobrecarga vehicular	37
3.1.3	Clasificación vehicular	39
3.2	Diseño experimental para analizar los materiales	42
3.2.1	Alcance	42
3.2.2	Definición de los parámetros y variables a sensibilizar.....	42
3.2.3	Toma de datos	44
IV	COMPARACIÓN DE LA SENSIBILIDAD DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO: VARIABLE TRÁNSITO	46
4.1	Análisis de la sobrecarga vehicular.....	46
4.1.1	Método AASHTO 93.....	46
4.1.2	Método ME-PDG v 1.1.....	49
4.2	Resultados sobrecarga vehicular	51
4.2.1	Método AASHTO 93.....	51
4.2.2	Método ME-PDG v 1.1.....	56
4.3	Comparación del efecto de la sobrecarga en los métodos de diseño	65
4.4	Análisis de la Clasificación Vehicular del Tránsito	74
4.4.1	Factores de estratigrafía de carga Sentido-12	74
4.4.2	Factores de estratigrafía de carga Sentido-34	80
4.4.3	Espectros de carga	86
4.5	Resultados de la clasificación vehicular	87
4.5.1	Diferencia en términos de ejes equivalentes.....	87
4.5.2	Diferencia en términos de vida útil.....	90
V	COMPARACIÓN DE LA SENSIBILIDAD DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO: MATERIALES	96

5.1	Diseño de las estructuras del escenario base	96
5.2	Resultados de los escenarios analizados	98
5.3	Análisis de las mezclas asfálticas de diseño	106
VI	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
6.1	Conclusiones	111
6.1.1	Conclusiones del análisis del tránsito	112
6.1.2	Conclusiones del análisis de los materiales.	115
6.2	Recomendaciones.....	116
	BIBLIOGRAFÍA	118
	A N E X O S	121
A.	Anexo A: SOBRECARGA VEHICULAR.....	122
B.	Anexo B: CLASIFICACIÓN VEHICULAR	155
C.	Anexo c: MATERIALES	169
	ANEXO DIGITAL.....	182

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1 Elección de confiabilidad y error estándar combinado.....	10
Tabla II-2 Elección del coeficiente de drenaje.....	13
Tabla II-3 Predicción de los deterioros, método ME-PDG v 1.1.....	34
Tabla III-1 Escenarios hipotéticos de análisis de la sobrecarga.....	37
Tabla III-2 Umbrales de diseño metodología ME-PDG v 1.1.	39
Tabla III-3 Matriz de análisis.....	40
Tabla III-4 Rangos de sensibilidad de los parámetros y variables evaluados.....	42
Tabla III-5 Sensibilidad de los parámetros y variables de diseño analizadas	42
Tabla III-6 Casos analizados	44
Tabla III-7 Escenarios analizados.	44
Tabla III-8 Diseños de carpeta asfáltica utilizados.	45
Tabla III-9 Diseños de carpeta intermedia utilizados.	45
Tabla IV-1 Diseños bases para análisis de sobrecarga. AASHTO 93	47
Tabla IV-2 Espesores estructuras diseñadas ME-PDG v 1.1.....	49
Tabla IV-3 Vida útil de las estructuras para los escenarios 1 al 16.	52
Tabla IV-4 Vida útil de las estructuras para los escenarios 17 al 32.	53
Tabla IV-5 Vida útil de las estructuras para los escenarios 33 al 48.	53
Tabla IV-6 Resultados Tránsito Bajo.....	56
Tabla IV-7 Resultados Tránsito Medio.....	59
Tabla IV-8 Resultados Tránsito Alto.	62
Tabla IV-9 Resumen de las estructuras del escenario base, AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.....	65
Tabla IV-10 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 12, clasificación actual.	75
Tabla IV-11 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 12, clasificación propuesta.	76

Tabla IV-12 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 34, clasificación actual.	80
Tabla IV-13 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 34, clasificación propuesta.	81
Tabla IV-14 Resumen de porcentajes de participación de cada clase de vehículo, según clasificación actual.	87
Tabla IV-15 Resumen de porcentajes de participación de cada clase de vehículo, según clasificación actual.	87
Tabla IV-16 Ejes equivalentes clasificación actual.	89
Tabla IV-17 Ejes equivalentes clasificación propuesta.	89
Tabla IV-18 Diferencia entre ejes equivalentes, ambas clasificaciones.	89
Tabla IV-19 Diseños método AASHTO 93, San Francisco de Mostazal 2011.	91
Tabla IV-20 Diseños método ME-PDG v 1.1, San Francisco de Mostazal 2011.	92
Tabla IV-21 Comparación de vida útil de ambas clasificaciones.	94
Tabla IV-22 Análisis de ambos métodos de diseño.	94
Tabla V-1 Casos analizados.	96
Tabla V-2 Espesores de diseño, Tránsito Bajo.	97
Tabla V-3 Espesores de diseño, Tránsito Medio.	97
Tabla V-4 Espesores de diseño, Tránsito Alto.	97
Tabla V-5 Resultados caso 1 y caso 2.	98
Tabla V-6 Resultados caso 3 y caso 4.	99
Tabla V-7 Resultados caso 5 y caso 6.	101
Tabla V-8 Resultados caso 7 y caso 8.	102
Tabla V-9 Resultados caso 9 y caso 10.	104
Tabla V-10 Resultados caso 11 y caso 12.	105

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura I-1 Esquema para el desarrollo de la investigación.	5
Figura II-1 Sensibilización de los factores de estratigrafía de carga para los buses.	11
Figura II-2 Sensibilización de los factores de estratigrafía de carga para los camiones de 2 ejes.....	11
Figura II-3 Sensibilización de los factores de estratigrafía de carga para los camiones de más de 2 ejes.	12
Figura II-4 Sensibilización de la formula AASHTO de correlación.....	27
Figura II-5 Esfuerzos en la estructura de pavimento.	28
Figura II-6 Comportamiento estructural de dos estructuras de pavimento.	29
Figura II-7 Metodología de comparación utilizada en la investigación.....	30
Figura II-8 Comportamiento de una estructura de pavimento.	32
Figura III-1 Sensibilización de ejes equivalentes vs CBR subrasante.	38
Figura III-2 Información tipo de pesaje entregada por el MOP.....	41
Figura IV-1 Factores de estratigrafía de carga buses de más de 2 ejes.....	47
Figura IV-2 Factores de estratigrafía de carga camiones de 2 ejes.....	48
Figura IV-3 Factores de estratigrafía de carga camiones de más de 2 ejes.....	48
Figura IV-4 Espectros de carga, escenario base de diseño.	50
Figura IV-5 Espectros de carga, escenario 15 y 16.....	51
Figura IV-6 Vida útil de los 48 escenarios modelados para tránsito bajo, medio y alto.	55
Figura IV-7 Deterioros tránsito bajo ME-PDG v 1.1.....	58
Figura IV-8 Deterioros tránsito medio ME-PDG v 1.1.....	61
Figura IV-9 Deterioros tránsito alto ME-PDG v 1.1.....	64
Figura IV-10 Vida útil de los 48 escenarios analizados, tránsito bajo.....	66
Figura IV-11 Comparación de reducción de vida útil, tránsito bajo.....	67
Figura IV-12 Años de vida útil de los diferentes escenarios, método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.....	68
Figura IV-13 Vida útil de los 48 escenarios analizados, tránsito medio.....	69

Figura IV-14 Comparación de reducción de vida útil, tránsito medio.....	70
Figura IV-15 Años de vida útil de los diferentes escenarios, método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.....	71
Figura IV-16 Vida útil de los 48 escenarios analizados, tránsito alto.....	72
Figura IV-17 Comparación de reducción de vida útil, tránsito alto.....	73
Figura IV-18 Años de vida útil de los diferentes escenarios, método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.....	74
Figura IV-19 Comparación FEC, clasificación propuesta, Sentido 12.....	78
Figura IV-20 Comparación FEC, clasificación propuesta, Sentido 34.....	84
Figura IV-21 Diagrama de flujo para el análisis de la clasificación vehicular.	91
Figura IV-22 Comparación vida útil de ambas metodologías.	93
Figura V-1 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de IRI con respecto a las mezclas de diseño.	107
Figura V-2 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de grieta longitudinal con respecto a las mezclas de diseño.	108
Figura V-3 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de piel de cocodrilo con respecto a las mezclas de diseño.	108
Figura V-4 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de ahuellamiento de la mezcla con respecto a las mezclas de diseño.	109
Figura V-5 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de ahuellamiento total con respecto a las mezclas de diseño.	110

RESUMEN

La siguiente investigación presenta el estudio comparativo de la sensibilidad de la metodología de diseño AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1 para pavimentos flexibles. La investigación se orientó en sensibilizar para condiciones chilenas los parámetros y variables de diseño más sensibles del método ME-PDG v 1.1. Para la variable tránsito, la sensibilización se enfocó en la sobrecarga vehicular y la clasificación vehicular, por otra parte, se analizaron las propiedades volumétricas de las capas asfálticas, el tipo de tránsito y la caracterización de la subrasante. La metodología utilizada para realizar la comparación fue por medio de la disminución en la vida útil del pavimento, de esta manera, se realizaba el diseño estructural del pavimento flexible y se modificaba la variable que se pretendía sensibilizar, la información utilizada en ambos métodos de diseño era la misma, simplemente cambia la manera como cada método maneja la información.

Los resultados de la investigación demuestran que los métodos de diseño no son comparables uno a uno, sin embargo, se demostró que la actual clasificación vehicular de Chile subestima los ejes equivalentes de diseño, de igual manera, se concluye que de implementarse el método de diseño ME-PDG es necesario realizar una calibración local de los modelos de deterioro, calibración que se debe de realizar de manera independiente para los tipos de tránsito bajo, medio y alto. Finalmente del análisis realizado a los parámetros y variables de diseño se observa que la mayor disminución en el periodo de vida útil se debe a la no ligazón de la capa asfáltica con la capa inmediatamente inferior y se observa que en general el tipo de deterioro determinante en los diseños con el método ME-PDG v 1.1 es el ahuellamiento en la mezcla asfáltica.

Palabras Claves: ME-PDG v 1.1, AASHTO 93, sensibilización, clasificación vehicular, sobrecarga, diseño de pavimentos flexibles.

ABSTRACT

The following research presents the comparative study of the sensitivity of the flexible pavement design guide AASHTO 93 and ME-PDG v 1.1. The research is focused to sensitize for Chilean conditions the variable and parameters most sensitive in the design method ME-PDG v 1.1. For the variable traffic to sensitize focused on vehicle overloading and vehicle classification, on the other hand, the volumetric properties of asphalt layers, the type of transit and the characterization of the subgrade were analyzed. The methodology used for comparison was the reduction through the life of the pavement, thus the structural design was made of flexible pavement and shifts the intended sensitize variable, the information used in both methods of design was the same, just change the way each method handles information.

Research results show that the design methods are not comparable to one, however, showed that the current vehicle classification of Chile underestimates the equivalent standard axles of design, similarly, it is concluded that for implementing design method MEPDG is necessary to perform a local calibration of deterioration models, calibration should be performed independently for low traffic, medium traffic and high traffic. Finally the parameters and design variables is noted that the largest decrease in the life of the pavement is due to the non-link of the asphalt layer with the layer immediately below, and in general the type of decisive deterioration in designs with ME-PDG v 1.1 method is the rutting in asphalt mixture.

Keywords: ME-PDG v 1.1, AASHTO 93, sensitivity, vehicle classification, overloading, flexible pavement design.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes generales

Los métodos de diseño estructural de pavimentos se pueden clasificar de acuerdo a la filosofía que cada metodología emplea. De esta manera, podemos hablar de los métodos de diseño empíricos y los métodos de diseño mecanicistas.

Los métodos de diseño empíricos se fundamentan en pruebas realizadas a escala real en los cuales se hizo un seguimiento del comportamiento del pavimento, luego bajo un análisis estadístico se logra formular una ecuación que refleje, con cierto grado de confiabilidad, el comportamiento del pavimento frente a las sollicitaciones de carga bajo los diferentes escenarios evaluados. El método de diseño empírico más conocido y aplicado en muchos países del mundo es el desarrollado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) este método está basado en la experiencia adquirida en tramos de prueba construidos en Illinois a finales de la década de los años 50 los que dieron origen a las fórmulas de regresión que sirven de base para la metodología de diseño AASHTO. Desde su publicación original el método de diseño estructural de pavimento AASHTO ha sido modificado en varias oportunidades, en Chile se adoptó oficialmente el método de diseño a partir de su versión de AASHTO 1972 y en la actualidad, Chile como otros países del mundo utiliza la versión AASHTO de 1993.

Este método al ser de carácter empírico presenta limitaciones, una de ellas está asociada con la incertidumbre que se tiene respecto a su comportamiento cuando se presentan niveles de tránsito alejados del espacio de inferencia de la prueba vial ASSHTO, por otra parte, las características de la flota vehicular que actualmente se circulan por las carreteras del país, difieren con las características del tránsito con el cual se realizó la

prueba. De igual forma, la técnica constructiva ha avanzado y las investigaciones en materiales han desarrollado nuevas tecnologías las cuales se hacen difíciles de adoptar en el método.

Por otro lado, los métodos de diseño mecanicistas resuelven el dimensionamiento de la estructura de pavimentos basados en el conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales y en el estado tensional al cual están sometidas las diferentes capas de la estructura. Posteriormente se emplean modelos de fatiga de los materiales para conocer las repeticiones de carga que soporta la estructura de pavimento. Sin embargo, los modelos de fatiga se deben de verificar a escala real, por esta razón se conocen como métodos de diseño empírico-mecanicista. El Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (ME-PDG) hace parte de este tipo de métodos. Debido a la naturaleza mecanicista del método es posible analizar materiales con nuevas tecnologías bajo escenarios con diferentes solicitudes de tránsito, de igual manera, se logra comprender el efecto que se produce en la estructura de pavimento, ante un eventual cambio en alguno de los parámetros y variables de diseño. Sin embargo, sus modelos resultan más complejos y en particular más difíciles de adaptar (AASHTO, 2010).

El método de diseño ME-PDG se empezó a desarrollar partir del año 1996 por el National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) de EE.UU y AASHTO. Esta versión se puede considerar como una re-ingeniería completa de la metodología del año 72 y 93 la cual emplea una combinación de modelos mecanicista y modelos empíricos de análisis. El método ME-PDG ha sido continuamente actualizado, mejorando el procedimiento de cálculo empleado y ajustando los modelos de deterioro que predice el software.

1.2 Planteamiento del problema

Las continuas investigaciones que se han realizado en la ingeniería de pavimentos y el desarrollo de las computadoras modernas han permitido que países desarrollados impulsen la utilización de métodos empíricos mecanicistas, como lo es el método ME-PDG. Como se expuso anteriormente, Chile adoptó como método de diseño estructural de pavimentos el método AASHTO 93, actualmente se cuenta con la experiencia de más de 40 años de aplicación, lo que ha permitido conocer las deficiencias del método.

Se estima que el método ME-PDG eventualmente podría reemplazar al actual método de diseño (AASHTO 93). Independiente que esto último suceda o no, se considera necesario estudiar y contrastar el método AASHTO 93 con el método ME-PDG v 1.1. De esta manera se podrá conocer si utilizar un método empírico mecanicista soluciona las deficiencias conocidas en el método AASHTO 93, además se podrán identificar los inconvenientes del método empírico mecanicista con base en la amplia experiencia de la aplicación del método actual de diseño.

Los estudios que actualmente se han desarrollado se han enfocado en comparar los espesores de las estructuras que se obtienen por cada uno de los métodos de diseño, sin embargo, no se ha realizado un estudio que contraste la sensibilidad de cada metodología y permita conocer el efecto que produce un cambio en un parámetro o variable de diseño en ambos métodos. Por otra parte, no se ha realizado un estudio enfocado en extender el conocimiento generado mediante la aplicación del método AASHTO 93 a la aplicación del método ME-PDG.

1.3 Hipótesis y Objetivo de la investigación

1.3.1 Hipótesis

La presente investigación considera dos hipótesis:

- Los métodos de diseño estructural de pavimentos AASHTO-93 y ME-PDG versión 1.1 no pueden ser comparables “uno a uno” considerando que, tanto las variables como los parámetros de diseño se utilizan de forma diferente y los modelos de cálculo son significativamente distintos.
- Se pueden disminuir las deficiencias conocidas en el método de diseño AASHTO 93 con base en un estudio comparativo de manejo de los parámetros y variables de diseño del método ME-PDG versión 1.1.

1.3.2 Objetivo general y específico

Identificar si el nuevo método de diseño estructural de pavimentos ME-PDG soluciona las deficiencias conocidas por la experiencia en la utilización del método de diseño AASHTO 93, y a su vez, extender la experiencia del método AASHTO 93 a la posible implementación de ME-PDG.

Dentro de los objetivos específicos se encuentran los siguientes:

- Identificar los puntos que tienen en común los métodos de diseño estructural de pavimentos flexibles: AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1
- Conocer el efecto de la nueva forma de modelar las cargas y sobrecargas de tránsito.

- Realizar un estudio comparativo de la sensibilidad de las metodologías respecto a las propiedades de los materiales.
- Analizar los resultados obtenidos con el fin de dar recomendaciones para adoptar y adaptar el método ME-PDG.

1.4 Metodología de Investigación

La metodología de la investigación considera 8 etapas, el esquema general se presenta en la Figura I-1



Figura I-1 Esquema para el desarrollo de la investigación.

Fuente: Elaboración propia

Planteamiento del problema: En esta etapa se realiza un análisis y revisión de antecedentes con el fin de identificar el problema que se va a investigar.

Revisión bibliográfica: Esta etapa está presente durante todo el desarrollo de la investigación. Con ella se conocen las investigaciones que se han realizado al problema identificado, investigaciones que pueden ser puntuales o tangenciales al problema. Los temas revisados corresponden a aquellos que traten de métodos de diseño estructural de pavimentos, análisis de sensibilidad, análisis comparativos y adaptaciones de los métodos de diseño a las realidades locales.

Estudio y comprensión de los métodos de diseño AASHTO 93 y ME-PDG: Durante esta etapa se realiza una revisión bibliográfica de los métodos de diseño y se estudian las metodologías de diseño estructural de pavimento, logrando identificar sus ventajas y desventajas. Así mismo se estudian los puntos que ambos métodos de diseño comparten con el fin de establecer una posible base de comparación.

Desarrollo de metodología de comparación: En esta etapa se formula la metodología que se va a emplear para comparar los métodos de diseño estructural de pavimento, esta etapa se desarrolla paralela a la revisión bibliográfica y requiere un fundamento teórico sólido, razón por la cual se hace necesario desarrollar un proceso iterativo con la etapa anterior.

Elección de parámetros y variables a sensibilizar: Con base en los estudios de sensibilización que se revisen en la etapa 2 y con la amplia experiencia del profesor guía en el tema, se definen los parámetros y variables a sensibilizar en la investigación.

Diseño de la matriz de comparación: Se desarrolla la matriz de comparación definiendo el espacio de inferencia de la investigación. Se definen las variables independientes y dependientes, la toma de datos y se aplica la metodología de comparación.

Análisis de resultados: En esta etapa se analizan los datos obtenidos de la matriz de comparación.

Conclusiones y recomendaciones: En esta etapa se cierra la investigación identificando, con base en el análisis de los resultados, las conclusiones y recomendaciones de la misma, además se enuncian posibles líneas para futuras investigaciones.

1.5 Organización de la tesis.

El documento de tesis se inicia con los antecedentes generales de la investigación, capítulo en el cual se define la problemática a investigar y se describe la metodología de la investigación. En el capítulo 2 se realiza la revisión bibliográfica, generando una descripción de los métodos de diseño y las investigaciones que se han realizado en cada uno de ellos. De igual manera, se analiza y se define la metodología de comparación que se va a emplear en la investigación

El capítulo 3 presenta los parámetros y variables elegidas para realizar el estudio comparativo de la sensibilidad de las metodologías de diseño estructural de pavimentos. En este punto es importante definir los términos parámetros y variables de diseño. Los parámetros de diseño, son los que determina el diseñador y hace referencia en las especificaciones técnicas de su proyecto, por ejemplo, las propiedades mecánicas de los materiales que componen la estructura de pavimento. Las variables de diseño son obtenidos a través de mediciones y modelos, por ejemplo; el tránsito, el clima y el suelo de fundación. En este capítulo se presentan los factoriales que se analizaron.

Las componentes definidas para analizar la variable tránsito se analizan en el capítulo 4, mientras que en el capítulo 5 se analizan los materiales de la estructura de pavimento y el suelo de fundación.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

II REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Método AASHTO 93

El método de diseño AASHTO 93 se fundamenta en la ecuación empírica obtenida del ensayo vial AASHO realizado en Ottawa, Illinois. Desde su publicación en 1958 la ecuación de diseño ha sido modificada en varias ocasiones, 1973, 1986 y 1993. Todas las versiones están soportadas en la pérdida de serviciabilidad y en el cálculo del número estructural necesario para lograr un periodo de vida útil adoptado por el diseñador (AASHTO, 1993). La primera modificación en 1972 se realizó con el fin de poder emplear la ecuación AASHTO de manera generalizada en sitios donde no fue obtenida, esta publicación ingresa un factor R empírico a la ecuación para ajustar el numero estructural y un factor de soporte del suelo S. La modificación de 1986 realizó una caracterización más racional de la subrasante y los materiales granulares, de esta manera, se incluye el módulo resiliente para la caracterización de la subrasante y correlacionarlo con los coeficientes estructurales, de igual manera, en esta publicación se incluyen los coeficientes de drenaje y el concepto de confiabilidad y variabilidad. La modificación de 1993 estuvo enfocada a la rehabilitación de pavimentos y la utilización de ensayos no destructivos para el retro cálculo de la estructura. (Barry R et al., 2006).

La ecuación AASHTO que actualmente se utiliza para el diseño de pavimentos flexibles se presenta en la ecuación 2.1:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{p_i - p_f}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(Mr) - 8.07$$

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (\text{Ec 2.1})$$

Dónde:

W18: Ejes equivalentes de diseño

SN: Numero Estructural (in)

Pi: Indice de Serviabilidad Inicial

Pf: Indice de Serviabilidad Final

ai: Coeficiente estructural.

Mr: Modulo Resiliente.

Z: Nivel de Confiabilidad.

So: Desviación Estándar Combinada.

mi: Coeficiente de drenaje.

En Chile actualmente se emplea el método AASHTO 1993, para su utilización se han realizado pequeñas variaciones y recomendaciones para ser adoptado a la realidad chilena (Ministerio de Obras Públicas., 2012).

Este método de diseño ha sido empleado en el país durante más de 30 años, de su aplicación en diferentes lugares a través del territorio chileno se han detectado algunas deficiencias, siendo las principales la caracterización del tránsito por medio de factores de estratigrafía de carga y la ausencia de un método racional para calcular los coeficientes estructurales de los materiales producto de nuevas tecnologías.

2.1.1 Confiabilidad y serviabilidad.

Por medio de la confiabilidad se considera la variación en la predicción del tránsito y en la predicción del desempeño. La guía AASHTO 93 la define como la probabilidad que la estructura de pavimento diseñada se desempeñe satisfactoriamente para las condiciones de tráfico y medioambientales para las cuales fue diseñada (Méndez y Alvarenga, 2006).

La confiabilidad se elige de acuerdo a la clasificación funcional de la vía, en Chile el Manual de Carreteras presenta la Tabla II-1 para la elección de la confiabilidad y el error estándar combinado.

Tabla II-1 Elección de confiabilidad y error estándar combinado.

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	Z_R	S_0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 5	60	- 0,253	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
5 – 15	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
15 – 30	60 – 75	- 0,253 – 0,674	0,45	0,46	0,47	0,49	0,50
30 – 50	70 – 80	- 0,524 – 0,841	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49
50 – 70	70 – 85	- 0,524 – 1,037	0,42	0,43	0,44	0,47	0,48
70 – 90	70 – 90	- 0,524 – 1,282	0,40	0,41	0,42	0,45	0,46

Fuente: Manual de Carreteras 2012, Volumen 3. MOP

2.1.2 Tránsito

El tránsito en el método AASHTO 93 se ingresa por medio de factores de estratigrafía de carga (FEC), la ecuación empleada para convertir los pesos de los ejes a FEC se presenta en la ecuación 2.

$$\log \left(\frac{1}{FEE} \right) = 4.79 \log(18 + 1) - 4.79 \log(L_x + L_2) + 4.33 \log L_2 + \frac{G_t}{b_x} - \frac{G_t}{b_{18}}$$

$$G_t = \log \frac{4.2 - p_t}{4.2 - 1.5} \quad b_x = 0.4 + \frac{0.081(L_x + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}} \quad (\text{Ec 2.2})$$

Dónde:

L_x : Peso eje x (simple, doble o tridem) en kips.

L_2 : Código del tipo de eje (1,2 y 3 respectivamente)

P_t : Índice de serviciabilidad final.

SN : Número estructural del pavimento asfáltico (in)

Con el fin de analizar el comportamiento de la ecuación anterior se realizó la sensibilización de la misma, para ello se usó un escenario base de pesaje y se modificó el numero estructural, los resultado se presentan en la Figura II-1, Figura II-2 y Figura II-3.

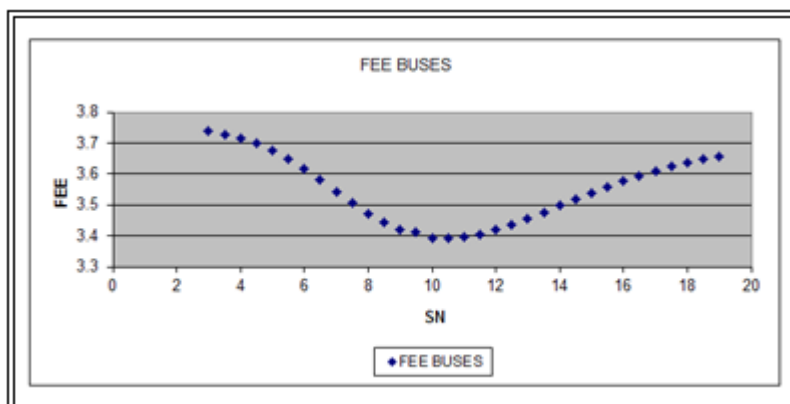


Figura II-1 Sensibilización de los factores de estratigrafía de carga para los buses.

Fuente: Elaboración propia.

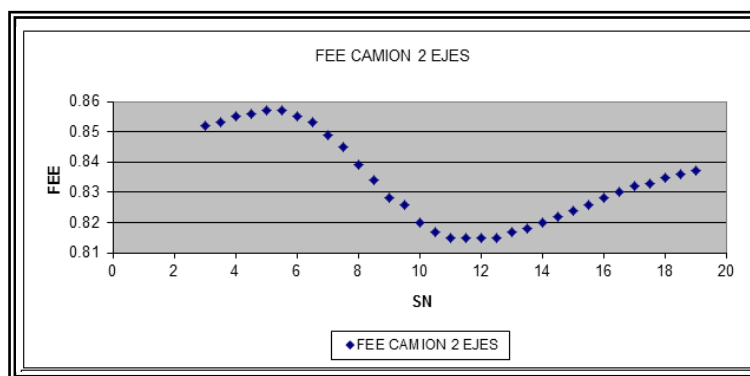


Figura II-2 Sensibilización de los factores de estratigrafía de carga para los camiones de 2 ejes.

Fuente: Elaboración propia.

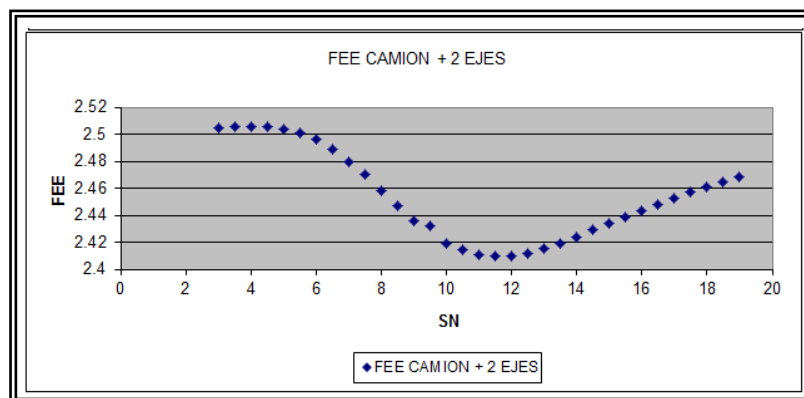


Figura II-3 Sensibilización de los factores de estratigrafía de carga para los camiones de más de 2 ejes.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en las tres figuras anteriores, los factores de estratigrafía de carga varían dependiendo del número estructural, este comportamiento presenta un mínimo en un rango acotado por los números estructurales comprendidos entre 10 cms y 12 cms. Se observa una mayor sensibilidad en valores menores que un número estructural de 10 cms, este comportamiento está asociado con la sensibilidad de la formula AASHTO 93 para el diseño de pavimentos flexibles, porque las estructuras de pavimento que tienen números estructurales menores corresponden a diseños con ejes equivalentes menores a 5 millones, si observamos la sensibilización de la ecuación AASHTO 93 se evidencia una alta sensibilidad en el rango comprendido entre 0 y 5 millones de ejes equivalentes.

Sin embargo, se observa también que para valores de número estructural mayores que 12 cms, los factores de estratigrafía de carga se vuelven a incrementar, aunque ya con una pendiente menor, si bien estas estructuras no presentan espesores delgados de carpeta asfáltica, el incremento del factor de estratigrafía de carga, se puede explicar por el incremento en las repeticiones de carga que generan mayor fatiga en el material.

Del análisis de sensibilización anterior se puede concluir que el método AASHTO 93 ingresa cierta variabilidad en los factores de estratigrafía de carga que no son propios de la carga en sí, es decir, si bien el espesor es determinante para conocer el estado de tensiones y deformaciones de la estructura de pavimento, el daño relativo no debería de estar influenciado por parámetros como la serviciabilidad final (FHWA, 2000).

2.1.3 Clima

El clima se ingresa por medio de los coeficientes de drenaje los cuales afectan el cálculo del número estructural. El coeficiente de drenaje depende de diversos factores tales como el clima de la zona, de la calidad del drenaje, del tiempo de saturación entre otros.

En Chile se utiliza la Tabla II-2 para la elección del coeficiente de drenaje.

Tabla II-2 Elección del coeficiente de drenaje.

REGION	PRECIP.	BASE PERMEABLE	BASE : FINOS HASTA 10%		BASE: MAS 10% FINOS	
			SUBRAS. GRAN.	SUBRAS. FINOS	SUBRAS. GRAN	SUBRAS. FINOS
IV	<= 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,05
	> 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,05 - 0,80
V a VI	<=150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,00
	> 150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
VII a IX	<= 350 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,00	0,80
	> 350 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,25 - 1,15	1,00-0,80	0,80
X	<= 1.500 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,15	1,00-0,80	0,80 - 0,60
	> 1.500 mm	1,35 - 1,30	1,15 - 1,00	1,15 - 1,00	0,80	0,60
XI y XII	<= 500 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
	> 500 mm	1,40- 1,35	1,25 - 1,15	1,15	0,80	0,80
Base permeable: menos de 3% de finos y/o coeficiente de permeabilidad > 0,01 cm/s Subras Gran.: subrasante granular, máximo 35% pasa tamiz de 0,08 mm Subras Finos: subrasante de suelo fino.						

Fuente: Manual de Carreteras 2012, Volumen 3. MOP

2.1.4 Materiales

Para la caracterización de los materiales el método de diseño utiliza los coeficientes estructurales, por definición el coeficiente estructural es la relación entre dos materiales evaluados bajo tres criterios:

- La deflexión en la superficie
- El esfuerzo de tensión en la capa de asfalto
- El esfuerzo de compresión en la subrasante.

Depende de varios factores, entre ellos, el espesor de la capa, el tipo de material, las propiedades del material, la localización del material dentro de la estructura, el nivel de tránsito y el criterio de falla, (AASHTO, 1993). Desde su publicación diversos autores han tratado de actualizar y obtener nuevos números estructurales para los materiales con nuevas tecnologías. En Alabama se realizaron diferentes pruebas a mezclas asfálticas con el fin de determinar un número estructural acorde con la tecnología del asfalto que se tiene en la actualidad, de esta manera se demostró que se podría utilizar un número estructural de 0.54 para mezclas asfálticas, número superior a 0.43 recomendado por AASHTO. (Peters-Davis y H. Timm, 2009).

Un estudio similar se realizó con las mezclas denominadas Open Graded, mezclas que mejoran la seguridad en la conducción y disminuyen el ruido, obteniendo un número estructural de 0.15 (Timm y Vargas-Nordbeck, 2012). Sin embargo, el cálculo de los coeficientes estructurales necesita gran cantidad de datos, así como de pistas de prueba que validen los coeficientes obtenidos. Debido que la obtención de estos coeficientes estructurales no depende netamente de las características del material, se han buscado soluciones que caractericen el material mecánicamente y se diseñe sobre un

conocimiento real de los mismos, este tipo de aproximación la emplean los métodos denominados mecanicistas.

2.2 Método ME-PDG v 1.1.

El método Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (ME-PDG) representa un cambio en el diseño de la estructura de pavimento, el método caracteriza el tránsito por medio de espectros de carga, los materiales por medio de una caracterización mecánica de sus propiedades y utiliza el Enhanced Integrated Climatic Model (EICM) para predecir el perfil de temperatura a través de la estructura de pavimento, el contenido de humedad y las condiciones de congelamiento de las capas granulares y subrasante (AASHTO,). El método presenta un enfoque mecanicista al calcular el estado de tensiones y deformaciones de la estructura, para pavimentos de asfalto se realiza por medio del software JULEA (Jacob Uzan Layered Elastic Analysis) y para pavimento de hormigón con el software ISLAB 2000. Luego por medio de funciones de transferencia, predice el daño que las cargas ejercen en el pavimento, permitiendo conocer para los pavimentos de asfalto el agrietamiento longitudinal, agrietamiento tipo piel de cocodrilo, ahuellamiento en la mezcla asfáltica, ahuellamiento total e IRI y para los pavimentos de hormigón, escalonamiento, grietas transversales e IRI.

El método utilizó la información del Long-Term Pavement Performance program (LTTP) para calibrar los modelos de predicción de los deterioros y del IRI. Sin embargo, la metodología de diseño recomienda realizar la calibración de los modelos de deterioro a la realidad local de cada agencia (AASHTO, 2010). El método de diseño ME-PDG v 1.1 permite ingresar la caracterización de los materiales de acuerdo a la calidad con la cual se obtiene la información, de esta manera, si tenemos los datos obtenidos de laboratorio se ingresan con un nivel 1, el nivel 2 se utiliza para conocer las propiedades

por medio de correlaciones y el nivel 3 para usar valores típicos obtenidos de datos históricos.

2.2.1 Confiabilidad

La confiabilidad está definida como la probabilidad que un indicador predicho por el método sea inferior al umbral definido por el diseñador. Para calcular la confiabilidad predicha, el método de diseño utiliza la desviación estándar del modelo de deterioro, la predicción del deterioro (con confiabilidad del 50 %) y el umbral de diseño adoptado por el diseñador. Utilizando la ecuación 2.3, el programa calcula la puntuación Z para luego calcular la probabilidad del diseño utilizando la distribución normal.

$$Z = \frac{a - \mu}{\sigma} \quad (\text{Ec 2.3})$$

Dónde:

Z: Puntuación.

a: Umbral del deterioro fijado por el diseñador.

μ : Deterioro predicho por el software

σ : Desviación estándar del modelo de deterioro, para el valor predicho del deterioro.

Es importante resaltar que cada modelo de deterioro está caracterizado por una desviación estándar la cual está en función del valor de deterioro que predice el software (AASHTO, 2010). Diversas investigaciones se han enfocado en mejorar la confiabilidad que utiliza el software, la mejor manera de desarrollar un modelo de confiabilidad para este tipo de casos es por medio de simulaciones de Monte Carlo, sin embargo, este método es muy robusto para ser implementado con el software, de igual manera, existe incertidumbre en la forma como actualmente se calcula la confiabilidad, debido que para un nivel de ingreso de datos 1 se utiliza el mismo modelo de nivel de datos 3, aun considerando que la exactitud de los datos es significativamente diferente (Hall et al., 2012). El departamento de Transporte de Arkansas, desarrolló una herramienta

denominada ReliME AR, esta utiliza simulaciones de Monte Carlo para predecir la confiabilidad en sus diseños a partir de las variaciones suministradas por los usuarios de la variabilidad de los parámetros y variables críticas en el diseño, el usuario puede modificar cualquier parámetro o variable de diseño y obtiene de forma inmediata la variación en la confiabilidad del diseño (Hall et al., 2012).

Por otra parte, es importante resaltar que los modelos de deterioro obtenidos representan gran cantidad de condiciones diferentes debido que los datos utilizados correspondieron a los del programa LTTP, es por esta razón que la guía recomienda realizar una calibración local con el fin de disminuir los errores. Al realizar la calibración de los modelos se obtienen factores de calibración que se encargan por un lado de ajustar el modelo y por otro ajustan la desviación estándar calculada, mejorando así la confiabilidad predicha (AASHTO, 2010).

2.2.2 Tránsito

El tránsito se ingresa por medio de espectros de carga obtenidos de plazas de pesaje, de esta manera se pueden ingresar los datos propios del sector en el cual se va a diseñar el pavimento, o se pueden utilizar los valores por defecto del software. Con el fin de analizar la diferencia entre la utilización de los espectros por defecto y los espectros de carga propios de la región, se han realizado diversos estudios comparativos de espectros. En Chile, Parker realizó la comparación de los espectros por defecto de AASHTO con los espectros de la región Metropolitana, concluyendo que estos varían significativamente para condiciones chilenas, por lo cual no se recomiendan utilizar los valores por defecto del software (Parker S, 2004). Kweon y Cottrell analizaron las estaciones WIM (weight in motion) del Departamento de Transporte de Virginia, concluyeron que la variación en los espectros de carga se ve reflejado incluso, entre las dos direcciones de la misma vía, por lo cual advierten que utilizar los promedios de las

estaciones WIM de la región, puede no representar de la mejor manera el comportamiento del tránsito de una vía en específico (Kweon y Cottrell, 2011).

Merino realizó una metodología para procesar los datos obtenidos de estación de pesajes en Chile y utilizarlos en el software, el único inconveniente fue que los espectros se calcularon con la clasificación vehicular de Chile, la cual difiere con la clasificación de la FHWA que utiliza el software, de igual manera desarrolló una metodología para organizar las bases climáticas y ser utilizadas en el software (Merino M, 2010).

Otros datos que requiere el software para caracterizar el tránsito son; la distribución vehicular, los factores de ajuste mensual, los factores de ajuste horario, la tasa de crecimiento del tránsito, la velocidad de los vehículos, la configuración de los ejes y la distribución del mismo. Romanoschi et al, realizaron un estudio de sensibilidad de estos datos para el estado de Nueva York, con el fin de conocer su incidencia en los resultados obtenidos con el software, encontraron que la distribución vehicular por defecto del software no son aplicables para todas las clasificaciones funcionales de las vías, los factores de ajuste horario deben de ser los propios de la vía a diseñar y no los promedios del área, aclarando que dichos factores solo se utilizan cuando se diseñan pavimentos de hormigón nuevos y sobrecapas de hormigón, la tasa de crecimiento presenta gran influencia sobre los resultados y los factores de ajuste mensual varían significativamente de un lugar a otro, sin embargo, se pueden utilizar los promedios de la región y no se presentan grandes variaciones (Romanoschi et al., 2011).

2.2.3 Clima

El EICM es un modelo dimensional que predice la humedad a través de la estructura de pavimento, la temperatura y las condiciones de congelamiento de las capas granulares y de la subrasante, fue desarrollado por la Universidad de Illinois, por United States Army

Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL) y por la Universidad de Texas. Requiere datos de precipitación con una frecuencia diaria, mientras que para los datos de temperatura, velocidad del viento, radiación y humedad relativa los requiere con frecuencia horaria (AASHTO, 2010).

El historial de la información climática debe de ser de mínimo 24 meses, sin embargo, se aconseja tener información de más de 10 años para predecir de buena manera las condiciones climáticas de la zona (Johanneck y Khazanovich, 2010). El software permite ingresar los datos climáticos directamente de una estación o interpolar los datos de dos estaciones más cercanas. Saha et al, realizaron una investigación sobre el efecto del clima en los diseños realizados con ME-PDG v 1.1 para Canadá, y concluyen que no se deben de utilizar estaciones virtuales (estaciones interpoladas con las dos estaciones más cercanas) ya que aumenta el ahuellamiento en 1.6 veces con respecto a las predicciones realizadas con la estación de la zona, de igual manera concluyen que para Canadá el deterioro que más sensible con el clima es el ahuellamiento (Saha et al., 2012).

En Chile se han realizado investigaciones enfocadas en desarrollar las bases climáticas necesarias para evaluar el método ME-PDG v 1.1 en la realidad chilena (Merino M, 2010). Actualmente se está realizando un proyecto InnovaCorfo, en el cual, uno de sus tantos objetivos es investigar y generar bases de datos climáticas para utilizar el método ME-PDG v 1.1, así como identificar las zonas del país que carecen de los dispositivos necesarios para generar toda la información que se utiliza en el software.

2.2.4 Materiales

Uno de los principales avances en el método de diseño, es la caracterización de los materiales por medio de sus propiedades mecánicas. El método ME-PDG v 1.1 permite

ingresar la caracterización de los materiales a través de 3 distintos niveles, como se expuso anteriormente, cada nivel representa la manera como se obtuvo la información.

2.2.4.1 Mezcla asfáltica

Para la caracterización mecánica de la mezcla asfáltica se debe de caracterizar el ligante asfáltico y la mezcla asfáltica, la caracterización de ambos se puede realizar en cualquiera de los tres distintos niveles. Para el nivel 1, es necesario realizar ensayos de laboratorio para obtener la curva maestra de la mezcla asfáltica, esta se obtiene realizando ensayos a distintas temperaturas y frecuencias de carga. Por su parte el ligante asfáltico se caracteriza en nivel 1 por medio del ángulo de fase y el modulo complejo, si se utiliza un nivel 2 la caracterización se realiza por medio de ensayos convencionales de viscosidad, penetración, punto de ablandamiento y peso específico, mientras que para un nivel 3 se necesita el grado de comportamiento PG, el grado de viscosidad AC o la penetración.

A pesar que se pueden utilizar diferentes niveles para caracterizar tanto el ligante asfáltico como la mezcla asfáltica, se recomienda no utilizar un nivel 3 para caracterizar el ligante asfáltico combinado con un nivel 1 para caracterizar la mezcla asfáltica, ya que el papel del ligante es fundamental en las predicciones de los deterioros (Hossain y Zaman, 2012). La caracterización de la mezcla asfáltica para un nivel 2 y nivel 3 se realiza por medio de la ecuación de Witczak, que se presenta a continuación.

$$\begin{aligned}
 \log E^* = & 3.750063 + 0.02932\rho_{200} - 0.001767(\rho_{200})^2 - 0.002841\rho_4 - \\
 & 0.058097V_a - 0.802208 \left[\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a} \right] + \\
 & \frac{3.871977 - 0.0021\rho_4 + 0.003959\rho_{38} - 0.000017(\rho_{38})^2 + 0.005470\rho_{34}}{1 + e^{(-0.603313 - 0.313351 \log(f) - 0.393532 \log(\eta))}} \quad (\text{Ec 2.4})
 \end{aligned}$$

Dónde:

E^* : Modulo Dinámico, psi.

η : Viscosidad del asfalto, 10^6 Poise.

f : Frecuencia de carga, Hz.

V_a : contenido de vacíos, %.

V_{beff} : Contenido efectivo de asfalto. % por volumen.

ρ_{34} : Porcentaje retenido en tamiz $\frac{3}{4}$.

ρ_{38} : Porcentaje retenido en tamiz $\frac{3}{8}$.

ρ_4 : Porcentaje retenido en tamiz N° 4.

ρ_{200} : Porcentaje que pasa tamiz N° 200.

Empleando la ecuación 2.4 diversos autores han evaluado la sensibilidad del módulo calculado de la mezcla como consecuencia del cambio en sus características volumétricas, Mohammad et al, evaluaron los efectos de la variabilidad volumétrica en el cálculo de los módulos dinámicos empleando la ecuación de Witczak, utilizaron como referencia los valores de variabilidad de la mezcla colocada en terreno obtenidos del proyecto NCHRP 9-48. Por medio de simulaciones de Monte Carlo calcularon el coeficiente de variación del módulo dinámico para mezclas asfálticas, capas intermedias y bases asfálticas, encontrando un CV de 6.4 %, 5.8 % y 12.2 % (Mohammad et al., 2012).

De igual manera se han realizado investigaciones tendientes a conocer el efecto utilizar los distintos niveles para caracterizar las capas asfálticas, Diefenderfer analizó este caso, y encontró que no existen diferencias estadísticamente significativas (Diefenderfer, 2011). Grebenschikov y Prozzi realizaron una comparación del ahuellamiento predicho por el software ME-PDG v 1.1 vs ensayos realizados con la rueda de Hamburgo, para la caracterización de la mezcla asfáltica se utilizó la ecuación de Witczak, encontrando que el ahuellamiento predicho por el método ME-PDG v 1.1 logra identificar la tendencia de la mezcla al ahuellamiento, sin embargo, el método ME-PDG v 1.1 no logra sensibilizar

pequeñas variaciones en la mezcla asfáltica, situación que no ocurre con la rueda de Hamburgo (Grebenschikov y Prozzi, 2011). En general, la caracterización de la mezcla asfáltica es de vital importancia para emplear el método ME-PDG v 1.1 se conoce que uno de los deterioros que más sensibilidad tiene en los diseños es precisamente el ahuellamiento en la mezcla asfáltica (Schuwartz et al., 2011).

2.2.4.2 Materiales granulares y subrasante.

La caracterización de los materiales granulares y de la subrasante se realiza por medio del módulo resiliente. Para caracterizar los materiales en nivel 1 se utiliza el modelo universal o modelo constitutivo generalizado, el cual viene dado por la ecuación 2.5:

$$Mr = k_1 \rho_a \left(\frac{\theta}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (\text{Ec 2.5})$$

Dónde:

Mr: Modulo resiliente.

θ : $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

σ_1 : Esfuerzo principal mayor.

σ_2 : Esfuerzo intermedio.

σ_3 : Esfuerzo menor o presión de confinamiento.

τ_{oct} : Esfuerzo de corte octaédrico:

P_a : Presión de normalización.

k_1 , k_2 y k_3 constantes de regresión.

Si se está utilizando un nivel 1 para la caracterización de los materiales granulares, se deben de ingresar los valores obtenidos de k_1 , k_2 y k_3 . Para el nivel 2, el módulo resiliente se puede correlacionar con el CBR, el coeficiente estructural, el valor R, el

cono de penetración y valores de índice de plasticidad y gradación del suelo. Para el nivel 3 los datos se ingresan directamente por el módulo resiliente obtenido de datos históricos. De igual manera es necesario caracterizar el material por medio de la granulometría, el índice de plasticidad, peso unitario, gravedad específica, conductividad y contenido óptimo de agua.

2.3 Estudios comparativos

Desde la primera versión del método ME-PDG diversos autores han realizado estudios que comparan los espesores obtenidos por el método de diseño ME-PDG y el método AASHTO 93.

En Chile Degadillo et al. realizaron una comparación entre ambos métodos y una modificación del método AASHTO 93 conocido como PAVIVIAL, en este estudio se concluyó que el método ME-PDG v 1.1 requiere mayores espesores de mezcla asfáltica que los otros dos métodos, y para el caso de pavimentos rígidos se obtienen menores espesores de hormigón, sin embargo, es importante resaltar que para los diseños de hormigón los modelos tenían factores de calibración sujetos a la realidad chilena, mientras que para los diseños de pavimentos flexibles se utilizaron los valores del software por defecto (Delgadillo et al., 2011). Carvalho y Schwartz, realizaron una comparación entre los métodos y concluyeron que AASHTO 93 posiblemente subestime los espesores de pavimento en zonas cálidas, de igual manera concluyen que existe gran incertidumbre para el diseño de pavimentos con grandes volúmenes de tránsito, volúmenes superiores a los cuales se realizó la prueba vial AASHO (Carvalho y Schwartz, 2006).

Gedafa et al. realizaron una comparación entre el método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1, el análisis se enfocó en 5 estaciones de Kansas cuyos módulos de subrasante se encontraban comprendidos en el rango de 43 Mpa y 67 Mpa, con tránsito medios diarios

de camiones entre 968 veh/día y 3690 veh/día, encontrando que, en general, el método AASHTO 93 genera mayores espesores de diseño tanto para mezcla asfáltica como para losas de hormigón (Gedafa et al., 2011). Badaway et al. en Idaho realizaron un estudio comparativo entre AASHTO 93, ME-PDG v 1.1 y el método de diseño de Idaho, encontrando que para las condiciones modeladas el método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1 generan espesores de pavimento similares, mientras que el método de Idaho genera mayores espesores de capas granulares (El-Badawy et al., 2011).

Saha et al. realizaron un estudio comparativo entre el método de diseño ME-PDG v 1.1 y el método de diseño de Alberta, para esto se diseñaron 6 estructuras con el método de diseño de Alberta y se ingresaron en el software ME-PDG v 1.1 para comprobar si los diseños cumplían con los umbrales de ME-PDG, se encontró que solo con subrasantes fuertes y tránsito bajo los diseño cumplen el umbral fijado para ahuellamiento total del pavimento, mientras que las secciones diseñadas con ME-PDG v 1.1 siguiendo los lineamientos del método de Alberta fallan por IRI (Jhuma Saha et al., 2012).

Schuwartz et al. realizaron un análisis de sensibilidad del método ME-PDG v 1.1, encontrando que en general, los parámetros α y β utilizados para calcular el modulo dinámico de la mezcla asfáltica, junto con el espesor de la capa son los más sensibles en la predicción de los deterioros, por otra lado, concluyen que de los deterioros predichos por el software, el IRI es el menos sensible a la variación de un parámetro o variable de diseño (Schuwartz et al., 2011).

2.4 Metodología de comparación.

De las metodologías de diseño, se observa, que la metodología de diseño AASHTO 93, genera como datos de salida los espesores del pavimento asociados a un valor final de PSI, este método sugiere tomar el valor de 2 psi para vías de menor orden o de 2.5 psi para vías de mayor orden. Por otro lado, la metodología ME-PDG v 1.1, genera como

dato de salida espesores asociados a distintos valores de deterioros predichos, para que el diseñador, haciendo uso de un conocimiento más detallado de la materia y de su experticia, defina los espesores y las características mecánicas que deben tener los materiales para cumplir con las condiciones modeladas.

Por los motivos anteriores, se concluye, que el punto donde convergen ambas metodologías está en la correlación de los deterioros predichos por ME-PDG v 1.1 con el PSI. Desde que la metodología AASHTO 93 fue publicada, distintos autores han investigado la manera de correlacionar los deterioros que se observan a lo largo de la vida útil del pavimento con el valor de PSI, dichas ecuaciones se pueden agrupar en dos tipos:

a) Ecuaciones que correlacionan el IRI con el PSI.

Hall y Correa, desarrollaron una ecuación para correlacionar el PSI de la prueba AASHO con el observado, los datos que utilizaron correspondieron a los de la prueba AASHO y a datos que recopilaban de otros estados (Hall y Muñoz, 1999) .

Hall y Muñoz

$$PSI = 5 - 0.2937x^4 + 1.1771x^3 - 1.4045x^2 - 1.5803x$$

$$x = \log(1 + SV)$$

$$SV = 2.2704IRI^2 \quad R^2 = 0.844$$

Donde

PSI = Índice de serviciabilidad presente.

SV= Slope Variance.

IRI= Índice de Rugosidad Internacional.

Las ecuaciones de Paterson y de Al-Omari and Darter, fueron desarrolladas a partir de datos provenientes de NCHRP 1-23 (Al-Omari y Darter, 1994).

Al Omari & Darter

$$PSI = 5 e^{-0.26IRI} \quad R^2 = 0.73$$

Paterson

$$PSI = 5 e^{\left(\frac{-IRI}{5.5}\right)} \quad R^2 = 0.73$$

S. Gulen

$$PSI = 4.8 - 6.36 \log(IRI)$$

De Solminihac, Salsilli, Koller y Bengoa

$$PSI = 5.671 - 1.714 \sqrt{IRI} \quad R^2 = 0.95$$

b) Ecuaciones que correlacionan los deterioros con el PSI.

AASHTO

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + SV) - 1.38RD^2 - 0.01\sqrt{C + P}$$

Donde

SV: Slope variance medido con el perfilómetro CHLOE.

RD: Promedio del ahuellamiento en ambas huellas, medido en pulgadas.

C: Grietas medido en pies cuadrados en un área de 1000 ft².

P: Parches en un área de 1000 ft².

La Figura II-4 presenta la sensibilización de la ecuación de correlación AASHTO, el valor de SV presentado corresponde al obtenido por medio de correlación con el IRI, la sensibilización se realizó tomando un caso base y modificando los valores de SV, ahuellamiento y grietas en porcentajes del 10 %, 30%, 60% y 90 % respecto al caso base.

Se puede observar, que la variable SV define el punto de partida del PSI para el pavimento, las grietas presentan poca o nula participación en el PSI y el ahuellamiento presenta buena participación en el cálculo del PSI.

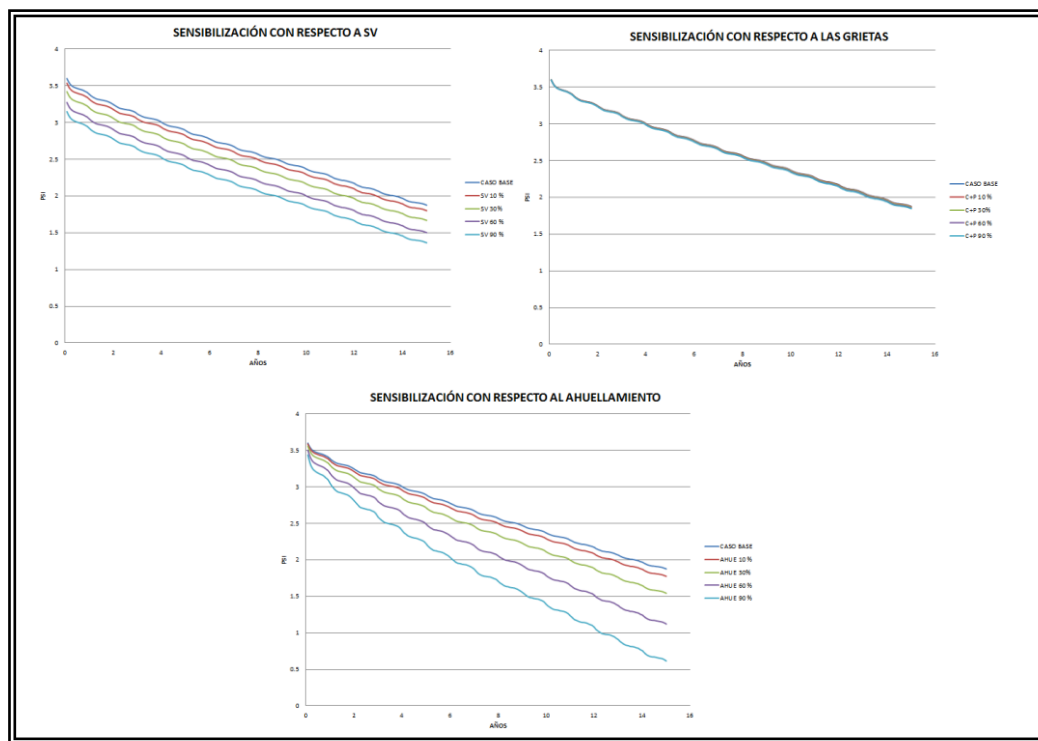


Figura II-4 Sensibilización de la formula AASHTO de correlación.

Fuente: Elaboración propia.

Por dos motivos, nuestra primera aproximación al problema de correlacionar los deterioros con el PSI no se utilizaron en la presente investigación. No se utilizó el primer tipo de ecuaciones ya que de los deterioros que predice el método ME-PDG v 1.1, el que presenta menor sensibilidad es el IRI (Schuwartz et al., 2011), por tal motivo, esta poca sensibilidad no representaría muy bien el comportamiento de las modificaciones en los parámetros y variables de diseño que ingresemos a la metodología ME-PDG v 1.1. La razón de no emplear las ecuaciones que correlacionan el deterioro con el PSI se concluye al analizar la ecuación de la AASHTO, la cual tiene como solución, el cumplimiento del número estructural que satisface las condiciones de diseño, generando la curva del modelo de deterioro propio de la estructura. De esta manera, se tiene que un número estructural, cuya solución matemática es infinita, tiene una única curva de deterioro asociado.

La Figura II-5 presenta los puntos en los cuales de acuerdo con la teoría mecanicista se presentan los diferentes tipos de grietas. Las grietas longitudinales se deben a los esfuerzos de tensión en la fibra superior de la capa asfáltica (punto 1), las grietas tipo piel de cocodrilo (fatiga) se generan por los esfuerzos de tensión en la fibra inferior a los cuales se ve sometida la capa asfáltica (punto 2) y el ahuellamiento se debe a los esfuerzos de compresión que se ve sometida la subrasante (punto 3).

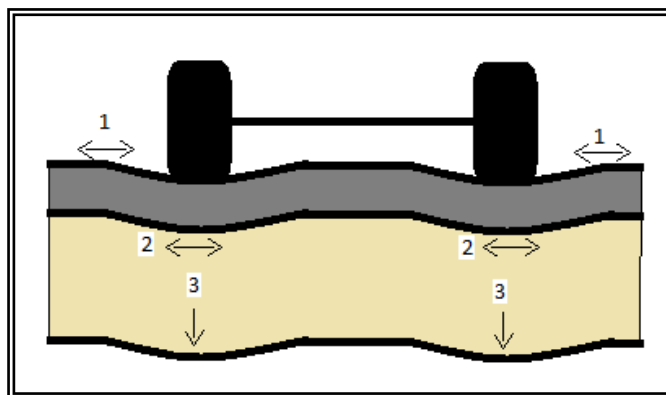


Figura II-5 Esfuerzos en la estructura de pavimento.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura II-6 muestra la curva de deterioro asociada a un número estructural X1, en las ordenadas del lado derecho se tiene el porcentaje de grietas de las estructuras, la curva de línea punteada representa el deterioro de la estructura 1, mientras que la curva de línea continua representa el deterioro de la estructura 2.

Ambas estructuras tienen el mismo número estructural, el cual está distribuido con diferentes espesores de materiales, conllevando a que la estructura 1 tenga un espesor de carpeta asfáltica menor que la estructura 2.

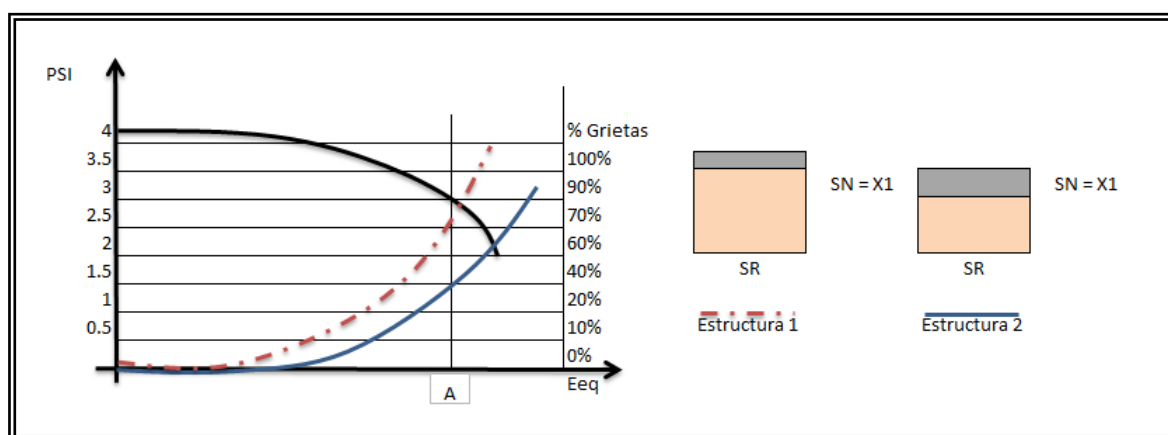


Figura II-6 Comportamiento estructural de dos estructuras de pavimento.

Fuente: Elaboración propia.

Podemos observar que si tomamos un punto de las abscisas como el punto A, el cual intercepta la curva de deterioro del modelo AASHTO 93 en PSI igual a 3, se observa que la estructura 1 tendría un nivel de grietas cercano al 70 %, mientras que la estructura 2 presenta un nivel de grietas cercano al 40 %, esto debido a que el estado de tensiones y deformaciones propios de cada estructura es diferente, sin embargo, ambas comparten la misma curva de deterioro del método AASHTO 93. Por tal motivo, si se utilizara una ecuación que correlacione los deterioros con el PSI, este comportamiento no se vería reflejado, ya que los deterioros tienen poca participación, lo que genera que un pavimento que presente un nivel de agrietamiento alto, podría tener el mismo PSI de un pavimento que presente pocos deterioros. Por esta razón, en la presente investigación se

optó por utilizar como método de comparación una metodología que se ha denominado “Metodología de vida útil”. La metodología usada en la investigación compara ambos métodos en términos de disminución de vida útil del pavimento con respecto a un escenario base. De esta forma se realizó la variación de un parámetro o variable de diseño, y se evaluó el efecto de dicha variación en términos de disminución de la vida útil de la estructura.

El escenario base es diseñado siguiendo los lineamientos y recomendaciones propias de cada método, para luego sobre este escenario, aplicar las modificaciones a evaluar. La Figura II-7 presenta un esquema general de los parámetros y variables de diseño que se sensibilizaron en la investigación.

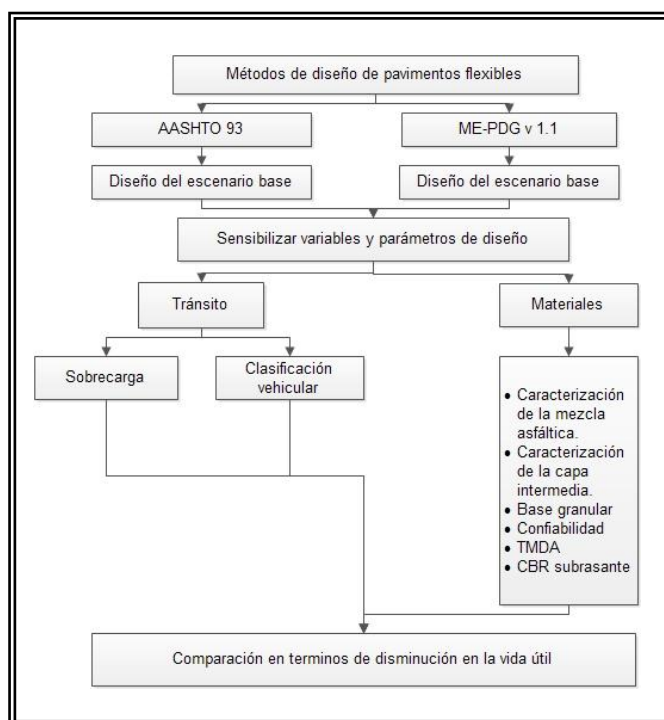


Figura II-7 Metodología de comparación utilizada en la investigación.

Fuente: Elaboración propia

2.5.1 Análisis método AASHTO 93

Para el método AASHTO 93 se inició realizando el diseño para las condiciones originales, debido a que este método se puede interpretar como un modelo de deterioro de una estructura de pavimentos, es necesario obtener la ecuación que refleja ese modelo de deterioro para la estructura diseñada.

La ecuación AASHTO 93 (Ec 2.1) puede variar en ambos lados de la igualdad. Por un lado, el valor de los ejes equivalentes, cuyo cálculo está sujeto a los factores de estratigrafía de carga, en el otro lado puede variar el número estructural, el módulo resiliente de la subrasante, la confiabilidad de diseño y la pérdida de serviciabilidad del pavimento.

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{p_i - p_f}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10}(Mr) - 8.07D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3 \quad (\text{Ec 2.1})$$

Dónde:

W18: Ejes equivalentes de diseño

SN: Numero Estructural (in)

Pi: Indice de Serviciabilidad Inicial

Pf: Indice de Serviciabilidad Final

ai: Coeficiente estructural.

Mr: Modulo Resiliente.

Z: Nivel de Confiabilidad.

So: Desviación Estándar Combinada.

mi: Coeficiente de drenaje.

El análisis de sensibilidad realizado en esta investigación modifico ambos lados de la ecuación AASHTO 93. El lado izquierdo se modificó al analizar el efecto de la sobrecarga vehicular y el efecto de la clasificación vehicular propuesta, el lado derecho se modificó al cambiar la confiabilidad de diseño, las propiedades mecánicas de los materiales y el módulo resiliente de la subrasante, como se expuso anteriormente, estas variaciones se realizaron una a la vez, esto con el fin de determinar el efecto de variar ese parámetro o variable de diseño con respecto a la disminución de la vida útil del pavimento referida al escenario base. Para el cálculo de la disminución de la vida útil es necesario obtener la ecuación del comportamiento del pavimento, esta ecuación debe ser de la forma $f(psi) = f(Eeqs)$, la razón de ello es porque nuestra vida útil siempre se verá definida cuando se alcance un umbral de diseño de PSI igual a 2.

La Figura II-8 presenta el comportamiento de una estructura de pavimento frente a las solicitaciones de carga, este comportamiento esta expresado por la siguiente ecuación.

$$PSI = -6E - 5 * x^3 - 0.0023 * x^2 - 0.1031 * x + 4.217 \text{ (Ec 2.2)}$$

Dónde:

X= Ejes equivalentes (millones)

PSI= Índice de serviciabilidad presente.

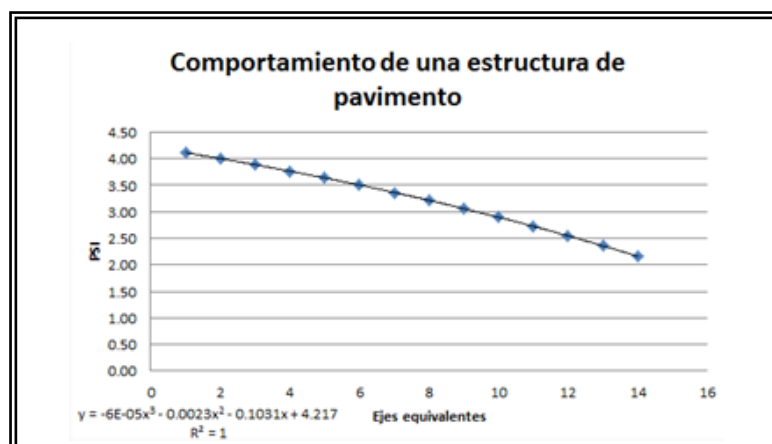


Figura II-8 Comportamiento de una estructura de pavimento.

Fuente: Elaboración propia.

Es importante resaltar que según el lado de la ecuación AASHTO 93 que se modificó, se trabajó con la ecuación del escenario base o con la ecuación del escenario modificado. La razón de esto, es porque cuando se modifica el tránsito en términos de ejes equivalentes la ecuación del escenario base no se altera, simplemente cambia la cantidad de ejes equivalentes que entran en la ecuación. Caso contrario ocurre cuando se modifica el lado derecho de la ecuación AASHTO 93, en este caso, cambia el comportamiento del pavimento, por tal motivo se debe de obtener la ecuación con las condiciones modificadas y calcular el PSI con los ejes equivalentes del caso base. Una vez conocidos los ejes equivalentes que me llevan la estructura a un nivel de serviciabilidad de 2, se calculó el año en el cual se alcanza este valor.

Para realizar este cálculo tenemos los factores de estratigrafía de carga, el porcentaje de participación vehicular y la tasa de crecimiento del tránsito, valores que corresponden a las condiciones de diseño del escenario base y que estaban definidos previamente.

Para el cálculo del porcentaje de disminución de la vida útil se utilizó la siguiente ecuación.

$$Pda = \left(1 - \frac{X}{N}\right) * 100 \quad (\text{Ec 2.3})$$

Dónde:

Pda: Porcentaje de disminución de la vida útil.

X: Año en el cual se alcanzan los ejes equivalentes del diseño inicial, con la modificación evaluada.

N: Años de diseño de la estructura inicial.

2.5.2 Análisis método ME-PDG v 1.1.

Como se expuso anteriormente las variaciones realizadas en la presente investigación se enfocaron a la sobrecarga vehicular, las clasificaciones vehiculares, los materiales y la confiabilidad, los lineamientos de cálculo de la vida útil del pavimento utilizado para

este método fueron los mismos que se utilizaron para el método AASHTO 93. Cada una de las variaciones se realizó de acuerdo a la metodología ME-PDG v 1.1, de esta forma se crearon rutinas de Excel para el cálculo de espectros de carga con, sumado a lo anterior se programó un algoritmo en MATLAB para realizar la clasificación vehicular actual de Chile y la clasificación propuesta y se ingresaron las modificaciones de las propiedades mecánicas de los materiales previamente establecidos. Debido a que esta investigación tomo como criterio de comparación la disminución en la vida útil del pavimento respecto a una estructura base, se consideró como umbral de comparación el valor obtenido al final de la vida útil del escenario base, por ejemplo, si la Tabla II-3 representa el escenario base, los valores límites con los cuales se chequean las modificaciones serían para el caso del agrietamiento longitudinal 0.03 ft/mi, piel de cocodrilo 0.208 %, ahuellamiento en la mezcla asfáltica 0.055 in, ahuellamiento total 0.296 in e IRI 73.3 in/mi.

Tabla II-3 Predicción de los deterioros, método ME-PDG v 1.1.

Vida del pavimento		Grieta Longitudinal (ft/mi)	Piel de cocodrilo (%)	Ahuellamiento		IRI	IRI con confiabilidad (in/mi)
Mes	Años			Mezcla asfáltica (in)	Total (in)		
1	0,08	0	0,020	0,029	0,19	68,6	78,62
2	0,17	0,01	0,045	0,042	0,227	70,1	80,37
3	0,25	0,02	0,066	0,046	0,243	70,8	81,17
4	0,33	0,02	0,084	0,047	0,253	71,3	81,67
5	0,42	0,02	0,094	0,047	0,257	71,4	81,88
6	0,5	0,02	0,100	0,047	0,259	71,6	82,03
7	0,58	0,02	0,109	0,047	0,263	71,7	82,25
8	0,67	0,02	0,120	0,047	0,267	71,9	82,45
9	0,75	0,02	0,132	0,048	0,27	72,1	82,68
10	0,83	0,02	0,154	0,049	0,277	72,4	83,05
11	0,92	0,02	0,181	0,051	0,286	72,9	83,55
12	1	0,03	0,208	0,055	0,296	73,3	84,07

Fuente: Elaboración propia.

Para conocer el efecto de la variación del escenario modificado se tenían que cumplir dos criterios:

1. Los valores de los deterioros del escenario modificado deben ser superiores a los del escenario base.
2. La confiabilidad calculada debe ser inferior a la confiabilidad establecida como umbral de diseño.

Si y solo si se cumplen estos dos criterios, se calcula el año en el cual los umbrales definidos por el escenario base son superados, a este año se asignaba como el año en que se cumple con la vida útil del pavimento debido a la modificación realizada. Para conocer la razón por la cual fallaba la estructura de pavimento, se asignaba aquel deterioro que presentara la menor confiabilidad calculada. El porcentaje de disminución para la metodología ME-PDG v 1.1 se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Pdm = \left(1 - \frac{Y}{N}\right) * 100 \quad (\text{Ec 2.4})$$

Dónde:

Pdm: Porcentaje de disminución de la vida útil debido a la modificación.

Y: Año en el cual se alcanzan los ejes equivalentes del diseño inicial, con la modificación realizada.

N: Años de diseño de la estructura inicial.

Finalmente para conocer cuál de las dos metodologías ponderaba de mayor forma la variación analizada se realizó la resta entre Pda y Pdm, pudiéndose presentar tres casos:

- Si $Pda - Pdm = 0$, ambos métodos evalúan la modificación de igual manera.
- Si $Pda - Pdm > 0$, el método AASHTO sensibiliza de mayor manera la modificación.
- Si $Pda - Pdm < 0$, el método ME-PDG v 1.1 sensibiliza de mayor manera la modificación.

III DISEÑO EXPERIMENTAL

La comparación de la sensibilidad de las metodologías de diseño estructural de pavimentos se realizó para el tránsito y para los materiales que componen la estructura. De esta forma se realizaron dos diseños experimentales.

3.1 Diseño experimental para analizar el tránsito

La variable de diseño tránsito está compuesta por un subconjunto de variables que logran modelar el comportamiento del mismo. Con el fin de acotar este número de variables se eligió analizar la sobrecarga vehicular y la clasificación vehicular. El motivo de elegir la sobrecarga es porque de la experiencia en más de 40 años de aplicación del método AASHTO 93 se conoce que una de sus limitaciones es precisamente el manejo de la sobrecarga. Por otra parte, la clasificación vehicular se eligió porque si se desea adoptar como guía metodológica de diseño la guía ME-PDG, se evidencia una fuerte problemática al ingresar los datos de tránsito, debido que las clasificaciones vehiculares no concuerdan.

3.1.1 Alcance

El análisis de la sobrecarga vehicular se realizó para un suelo estándar definido con un CBR de 8 % y para un clima de la zona Sur de Chile, específicamente de la ciudad de Chillan. Por otra parte, el análisis de la clasificación vehicular se realizó para 5 estaciones de pesaje presentes en 4 regiones Chilenas: la Región II (La Negra), la Región IV (La Serena), la Región VI (San Francisco de Mostazal) y la Región VIII (Concepción y Los Ángeles).

3.1.2 Sobrecarga vehicular

Para analizar la sobrecarga se definieron escenarios hipotéticos los cuales varían tanto el porcentaje de vehículos que presenta sobrecarga como el nivel de sobrecarga que llevan. El porcentaje de vehículos con sobrecarga y el nivel de sobrecarga fueron del 10%, 20 %, 40 % y 60 %. De esta manera se configuraron 48 escenarios de análisis, que se presentan en la Tabla III-1. La variación se realizó modificando en cada escenario un solo tipo de vehículo, los primeros 16 escenarios corresponden a la variación de los buses, del escenario 17 al 32 corresponde a la variación de los camiones simples y del escenario 33 al escenario 48 corresponde a la variación de los camiones de más de 2 ejes. De esta manera el escenario 4 corresponde a la variación de los buses con un 10 % de vehículos sobrecargados con un nivel de sobrecarga del 60 % referido al peso máximo permitido en Chile.

Tabla III-1 Escenarios hipotéticos de análisis de la sobrecarga.

TIPO DE VEHÍCULO	PORCENTAJE DE VEHÍCULOS CON SOBRECARGA															
	10%				20%				40%				60%			
	NS				NS				NS				NS			
	10%	20%	40%	60%	10%	20%	40%	60%	10%	20%	40%	60%	10%	20%	40%	60%
BUS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
CAMIÓN 2E	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
CAMIÓN + 2E	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48

Fuente: Elaboración propia.

3.1.2.1 Toma de datos y escenario de modelación

Debido que ambos métodos de diseño necesitan los pesos de los vehículos, se optó por tener un escenario base en el cual los pesos están definidos por números aleatorios, estos números tienen como valor máximo el límite del peso vehicular permitido en Chile. El

escenario base consta de 50 datos de pesaje correspondientes a buses de más de 2 ejes, 120 datos de pesaje correspondientes a camiones de 2 ejes y 300 datos de pesaje correspondientes a camiones de más de 2 ejes, los camiones de más de 2 ejes estaban repartidos entre camiones tipo 310, 470, 410, 530 y 690 y sus porcentajes de participación eran 22%, 20%, 18%, 20% y 20% respectivamente. Para el análisis de la sobrecarga se definió el siguiente escenario de modelación, que se mantuvo fijo durante el análisis:

- Tránsito bajo, medio y alto: La definición de los rangos se realizó con base en el “Estudio de sensibilización del método de diseño AASHTO 93” realizado por Guillermo Thenoux. Este estudio presenta gráficos similares al de la Figura III-1, en el cual se presentan los ejes equivalentes vs el número estructural, realizando la variación en los parámetros y variables de diseño. De la Figura III-1 se puede observar un comportamiento predominante en la forma que se desarrollan las curvas. Se observan 3 comportamientos a lo largo de las mismas, el primero de ellos entre 1 millón de ejes equivalentes y 5 millones de ejes equivalentes, un segundo comportamiento para un nivel de ejes equivalentes comprendido entre 5 millones a 30 millones y un tercer comportamiento para un nivel de ejes equivalentes superior a 30 millones.

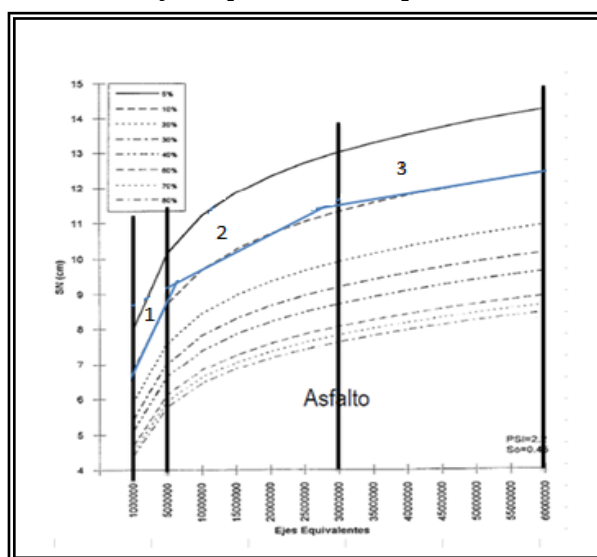


Figura III-1 Sensibilización de ejes equivalentes vs CBR subrasante.

Por lo tanto los rangos definidos como tránsito bajo, medio y alto en la investigación son los que se observan en la Figura III-1 denominados 1,2 y 3 respectivamente.

- Periodo de diseño 15 años.
- Tasa de crecimiento del tránsito: 5 %.
- Umbral de diseño: Para la metodología de diseño AASHTO 93 se definió como umbral el valor de 2 psi, mientras que para la metodología ME-PDG v 1.1 se definieron los presentados en la Tabla III-2.

Tabla III-2 Umbrales de diseño metodología ME-PDG v 1.1.

DETERIORO	UMBRAL
IRI (in/mi)	222
Grietas longitudinales (ft/mile)	2000
Piel de cocodrilo (%)	25%
Deformación permanente en la mezcla asfáltica (in)	0.25
Deformación permanente Total (in)	0.75

Fuente: Manual ME-PDG v 1.1.

3.1.3 Clasificación vehicular

La clasificación vehicular actual de Chile se basa en 3 posibles categorías de vehículos; Buses, Camiones de 2 ejes y Camiones de más de 2 ejes. Esta clasificación vehicular es muy general, por la cual se propone analizar una clasificación más detallada compuesta por: Buses, Camiones de 2 ejes, Camiones de 3 ejes, Camiones de 4 ejes, Camiones de 5 ejes, Camiones de 6 ejes, Camiones especiales, dentro de este grupo se propone incluir los camiones madereros y los camiones de 7 o más ejes. El análisis de la clasificación vehicular se realizó en dos etapas, en la primera se calculó la diferencia en términos de ejes equivalentes entre ambas clasificaciones y con el fin de conocer el efecto de una clasificación más detallada en la segunda etapa se eligió una estación de pesaje y se realizó el análisis con la metodología de vida útil.

Tabla III-3 Matriz de análisis.

CLASIFICACIÓN VEHICULAR		ESTACIONES DE PESAJE ANALIZADAS	ETAPA 1	ETAPA 2
ACTUAL	PROPUESTA			
B	B	Los Ángeles	X	
	C2E	La Negra	X	
C2E	C3E	Concepción	X	
	C4E	La Serena	X	
C+2E	C5E		X	
	C6E	San Francisco de Mostazal	X	X
	Cesp			

Fuente: Elaboración propia.

3.1.3.1 Toma de datos

Los datos fueron suministrados por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), la información corresponde al año 2012, la única estación que cuenta con dos años de medición es la estación San Francisco de Mostazal que se tiene información de los años 2011 y 2012. Las estaciones procesadas fueron; Los Ángeles, La Negra, Concepción, La Serena y San Francisco de Mostazal.

3.1.3.2 Procesamiento de la información

La información de las plazas de pesaje es entregada por el MOP en formato .dat, en la Figura III-2 se presenta la nomenclatura utilizada en las mediciones. La columna anomalía representa los posibles problemas que pueden tener los vehículos durante su pesaje, de acuerdo a la nomenclatura del MOP las anomalías pueden identificarse como:

S: vehículo sobrecargado

U: carga desequilibrada en uno o más ejes

V: vehículo que durante el pesaje alteró su velocidad significativamente

E: vehículo que se pesó a exceso de velocidad

A: vehículo excede altura máxima permitida

Figura III-2 Información tipo de pesaje entregada por el MOP.

Registro	Fecha	Hora	Velocidad	Tipo Vehículo	Anomalia	Longitud	Estación	Peso ejes				
9263	1/4/2012	0:00	63.9	52	ES	19.9	AN-12	7.85	9.72	8.73	10.49	11.56
9264	1/4/2012	0:01	37.6	32		12.4	AN-12	6.35	8.33	0.87		
9265	1/4/2012	0:02	48	53		16.3	AN-12	5.05	6	3.37	3.76	5.65
9266	1/4/2012	0:06	49.2	32		13.7	AN-12	5.62	9.18	4.81		
9267	1/4/2012	0:09	48.9	52	S	18.7	AN-12	7.04	7.6	9.12	9.14	11.33
9268	1/4/2012	0:09	22.7	32	S	13	AN-12	8.29	10.92	5.02		
9269	1/4/2012	0:09	40.8	52	S	14.3	AN-12	6.09	10.1	9.69	11.21	10.36

Fuente: Elaboración propia.

El primer paso consiste en separar los datos de acuerdo al tipo de vehículo, separación realizada mediante un algoritmo en MATLAB, este algoritmo lee los archivos en formato .dat, realiza la separación de los vehículos según las clasificaciones vehiculares y escribe el resultado en Excel. El segundo paso, se realiza utilizando rutinas programadas en Excel, estas se encargan de calcular los factores de estratigrafía de carga utilizando la ecuación AASHTO 93 y calcular los espectros de carga. Para los espectros de carga se utilizó la metodología propuesta por Merino para la clasificación vehicular actual, para el procesamiento de la clasificación vehicular propuesta se siguieron los mismos lineamientos, sin embargo, se modificó la clasificación.

Una vez obtenidos los espectros de carga en Excel, es necesario pasarlos al formato que usa el software ME-PDG v 1.1, para esto se pasan los datos a bloc de notas y luego se modifica la extensión a .alf (Merino M, 2010). Es importante resaltar que en el procesamiento de los datos de las plazas de pesaje se siguieron los lineamiento de la tesis de Parker, se consideraron todos los vehículos que no presentaban una anomalía simbolizada por una X, la cual corresponde a mediciones completamente anómalas, pero se consideraron todos los demás vehículos con el fin de tener la mayor cantidad de datos y procesar información correspondiente a lo detectado en terreno.

3.2 Diseño experimental para analizar los materiales

3.2.1 Alcance

El estudio se realizó para un suelo de fundación con CBR 5 %, suelo que se define de poca capacidad portante, y para un suelo con CBR 15 %, suelo de buena capacidad portante. El clima utilizado fue de la zona sur de Chile, específicamente de la ciudad de Chillan.

3.2.2 Definición de los parámetros y variables a sensibilizar

Para la definición de los parámetros y variables a sensibilizar en la presente investigación se utilizó el estudio publicado en Diciembre de 2011 por la NCHRP llamado “Sensitivity Evaluation of ME-PDG Performance Prediction”, El estudio separó en 4 rangos la sensibilidad de los diferentes parámetros y variables de diseño, dichos rangos se presentan en la Tabla III-4.

Tabla III-4 Rangos de sensibilidad de los parámetros y variables evaluados

Max(NSI)	Category	Color
>5	Hypersensitive (HS)	
1 to 5	Very Sensitive (VS)	
0.1 to 1	Sensitive (S)	
<0.1	Insensitive (NS)	

Fuente: Sensitivity Evaluation of ME-PDG v 1.1 Performance Prediction

La Tabla III-5 presenta el resultado de la investigación mencionada anteriormente. Las variables y parámetros de diseño en los cuales se enfocó el análisis de sensibilización para las condiciones chilenas, fueron algunos que se definieron en la Tabla III-4 como hipersensibles y sensibles, siendo estos; Diseño de la mezcla asfáltica, Diseño de la capa intermedia, TMDA, Módulo resiliente de la subrasante, PG asfalto, Confiabilidad,

además también se incluyó la condición de ligazón de la carpeta asfáltica con la capa inmediatamente inferior.

Tabla III-5 Sensibilidad de los parámetros y variables de diseño analizadas

New HMA	OAT Analyses Maximum (All Cases)	DESIGN INPUT SENSITIVITIES					
		Phase I Triage					MAX
		HMA rutting	Total Rutting	Alligator Cracking	Long Cracking	Thermal Cracking	
HMAAlpha	-24.2	-	-	-	-	-	VS*
HMADelta	-23.8	-	-	-	-	-	VS*
HMA Thickness	-7.3	VS	VS	VS	S	NS	VS
SSA	5.0	VS	VS	S	VS	NS	VS
m	-4.5	NS	NS	NS	NS	VS	VS
HMA Poisson's Ratio	-4.1	NS	NS	NS	NS	NS	NS
HMA Va	4.0	-	-	-	-	-	S*
Base Mr	-3.6	S	S	S	VS	NS	VS
Tensile Strength at 14F	-3.4	NS	NS	NS	NS	VS	VS*
HMA Vbeff	-3.2	-	-	-	-	-	S*
Base Thickness	-1.7	S	S	S	S	NS	S
AADTT	1.6	VS	VS	VS	VS	NS	VS
Subgrade Mr	1.3	NS	VS	S	VS	NS	VS
Operational Speed	-1.00	VS	VS	S	S	NS	VS
HMA Unit Weight	-0.98	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Base PR	-0.88	NS	NS	NS	NS	NS	NS
D	-0.85	NS	NS	NS	NS	VS	VS
Subgrade PR	0.83	NS	NS	NS	NS	NS	NS
PGLow+	0.74	-	-	-	-	-	VS*
PGHigh-	0.70	-	-	-	-	-	VS*
HMA Heat Capacity	-0.54	NS	NS	NS	NS	S	S
SubgradePI	-0.23	NS	NS	NS	NS	NS	NS
SubgradeLL	0.23	NS	NS	NS	NS	NS	NS
GWD	0.19	NS	S	NS	NS	NS	S
HMA Thermal Conductivity	0.17	NS	NS	NS	NS	S	S
SubgradeN200	-0.15	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Base N200	-0.08	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Limit Strain	-0.06	-	-	-	-	-	-
Base PI	-0.03	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Construction Month	0.02	NS	NS	NS	NS	NS	NS
SubgradeD60	0.00	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Base LL	0.00	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Aggregate CTC	0.00	NS	NS	NS	NS	VS	VS
Base Ko	0.00	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Base D60	0.00	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Subgrade Ko	0.00	NS	NS	NS	NS	NS	NS

Fuente: Sensitivity Evaluation of ME-PDG v 1.1 Performance Prediction

La Tabla III-6 presenta los casos analizados con los diferentes valores de los parámetros y variables definidos, mientras que la Tabla III-7 presenta los escenarios aplicados a cada uno de los casos.

Tabla III-6 Casos analizados

CASOS	TRÁNSITO	Eeq	CLIMA	CONF.	CBR	CARPETA	CI	PG	LIGADO
1	BAJO	2,646,671	SUR	60%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
2	BAJO	2,646,671	SUR	80%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
3	BAJO	2,646,671	SUR	60%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
4	BAJO	2,646,671	SUR	80%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
5	MEDIO	16,100,749	SUR	60%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
6	MEDIO	16,100,749	SUR	80%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
7	MEDIO	16,100,749	SUR	60%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
8	MEDIO	16,100,749	SUR	80%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
9	ALTO	44,111,645	SUR	60%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI
10	ALTO	44,111,645	SUR	80%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI
11	ALTO	44,111,645	SUR	60%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI
12	ALTO	44,111,645	SUR	80%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI

Fuente: Elaboración propia.

Tabla III-7 Escenarios analizados.

ESCENARIO	BASE	CARPETA	CAPA INTERMEDIA	PG	LIGADO
1	0.12	DISEÑO 1	DISEÑO 1	DISEÑO	SI
2	0.11	DISEÑO 1	DISEÑO 1	DISEÑO	SI
3	0.13/ 80 %	DISEÑO 2	DISEÑO 1	DISEÑO	SI
4	0.13/ 80 %	DISEÑO 3	DISEÑO 1	DISEÑO	SI
5	0.13/ 80 %	DISEÑO 1	DISEÑO 2	DISEÑO	SI
6	0.13/ 80 %	DISEÑO 1	DISEÑO 3	DISEÑO	SI
7	0.13/ 80 %	DISEÑO 1	DISEÑO 1	MENOR AL DE DISEÑO	SI
8	0.13	DISEÑO 1	DISEÑO 1	DISEÑO	NO

Fuente: Elaboración propia.

3.2.3 Toma de datos

De la matriz de análisis presentada en la Tabla III-7 se observa que se analizaron 3 tipos de mezclas asfálticas y capas intermedias. Para definir las propiedades de estos materiales, se visitó el Laboratorio Nacional de Vialidad (LNV) con el fin de conocer las características de las mezclas empleadas en algunos proyectos que se han ejecutado en

Chile, el resumen de estos diseños se presentan en el Anexo C. La Tabla III-8 y la Tabla III-9 presentan los diseños elegidos.

Tabla III-8 Diseños de carpeta asfáltica utilizados.

	DISEÑO 1	DISEÑO 2	DISEÑO 3
Tipo de Mezcla	Rodadura	Rodadura	Rodadura
VMA	15.9	14.2	17.1
% vacíos	4.4	4.3	5
Binder efectivo	11.5	9.9	12.1
% asfalto	5.4	4.8	5.4
Densidad	147	152	142
Banda Granulométrica	IV-A-12	IV-A-20	IV-A-12
Retenido 3/4	0	8	0
Retenido 3/8	29	37	22
Retenido #4	49	54	44
Pasante #200	5	6	4.2

Fuente: Elaboración propia.

Tabla III-9 Diseños de carpeta intermedia utilizados.

	DISEÑO 1	DISEÑO 2	DISEÑO 3
Tipo de Mezcla	Binder	Binder	Binder
VMA	14.3	16.3	17.9
% vacíos	5.5	6.1	7.3
Binder efectivo	8.8	10.2	10.6
% asfalto	4.2	4.8	4.8
Densidad	147	146	145
Banda Granulométrica	III-20	III-12-A	III-A-12
Retenido 3/4	0	0	0
Retenido 3/8	41	29	22
Retenido #4	64	55	52
Pasante #200	4.1	6	3

Fuente: Elaboración propia.

IV COMPARACIÓN DE LA SENSIBILIDAD DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO: VARIABLE TRÁNSITO

En este capítulo se presenta el análisis comparativo de la sensibilidad de las metodologías de diseño, enfocadas en la variable tránsito. La primera parte del capítulo analiza la sobrecarga vehicular y la segunda parte analiza la clasificación vehicular.

4.1 Análisis de la sobrecarga vehicular

A continuación se presenta el análisis realizado, partiendo por el método AASHTO 93 y continuando con el método ME-PDG v 1.1

4.1.1 Método AASHTO 93

Con los volúmenes de tránsito definidos en el capítulo 3 y con los factores de estratigrafía de carga para el escenario base calculados, se diseñaron las tres estructuras que cumplieran con las condiciones de diseño definidas.

El TDMA utilizado para tránsito bajo fue de 250 vehículos pesados, para tránsito medio de 1780 vehículos pesados y para tránsito alto de 3550 vehículos pesados. La tasa de crecimiento del tránsito utilizada fue del 5 %, el periodo de diseño de la estructura fue de 15 años y el porcentaje de composición vehicular utilizado fue de 33.33 % para las tres categorías evaluadas, buses de más de 2 ejes, camiones simples y camiones de más de 2 ejes. El cálculo de los ejes equivalentes de diseño para cada categoría de tránsito y la memoria de cálculo de las estructuras diseñadas se presentan en el Anexo A.

La Tabla IV-1 presenta el resumen de los espesores de las estructuras diseñadas.

Tabla IV-1 Diseños bases para análisis de sobrecarga. AASHTO 93

	TRÁNSITO		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CA (cm)	5	6	9
CI (cm)	7	12	11
BG (cm)	22	15	30
SB (cm)		15	

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.1 Factores de estratigrafía de carga.

Para los factores de estratigrafía de carga de los escenarios hipotéticos de análisis se utilizó una serviciabilidad final de 2 psi y se calcularon con los números estructurales acordes a la estructura de cada volumen de tránsito, la razón de realizar la variación teniendo en cuenta los números estructurales de diseño del pavimento, fue para tener en cuenta la variación que presenta la ecuación del cálculo de ejes equivalentes del método AASHTO 93. En la Figura IV-1 se presentan los factores de estratigrafía de carga de los buses para los 16 escenarios analizados para un tránsito bajo, medio y alto.

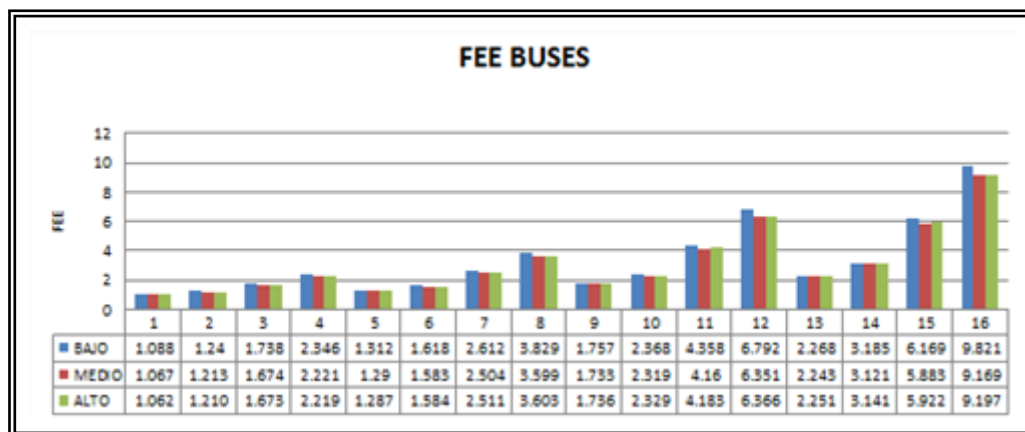


Figura IV-1 Factores de estratigrafía de carga buses de más de 2 ejes.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura IV-2 se presentan los factores de estratigrafía de carga de los camiones simples para los escenarios 17 al 32 para un tránsito bajo, medio y alto.

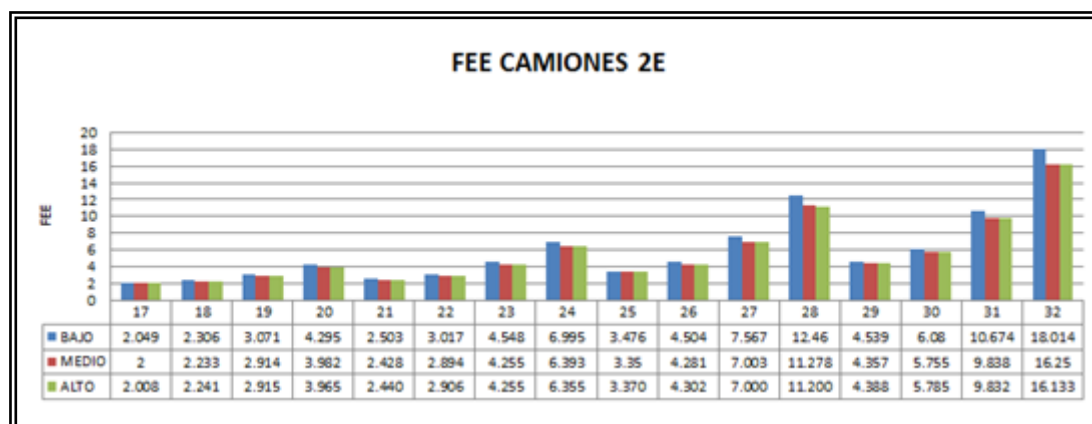


Figura IV-2 Factores de estratigrafía de carga camiones de 2 ejes.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura IV-3 se presentan los factores de estratigrafía de carga de los camiones de más de 2 ejes para los escenarios 33 al 48 para un tránsito bajo, medio y alto.

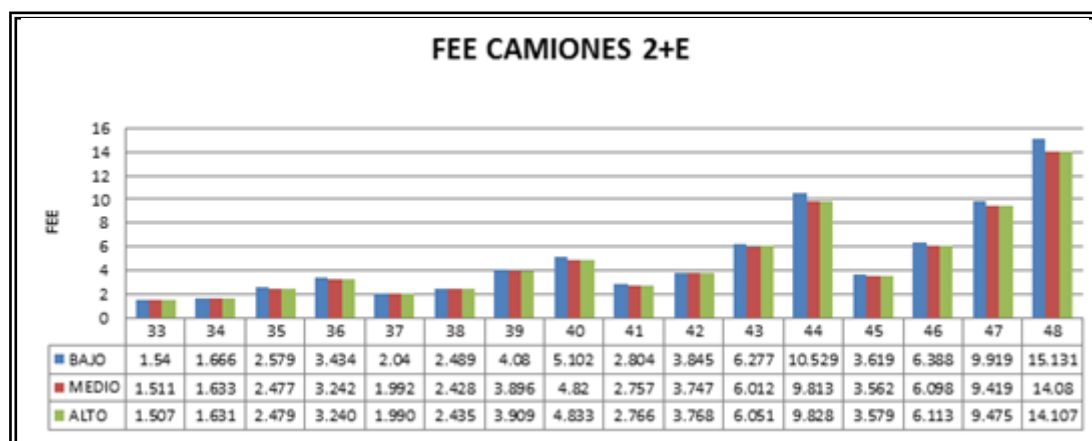


Figura IV-3 Factores de estratigrafía de carga camiones de más de 2 ejes.

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la figuras anteriores, los factores de estratigrafía de carga para este caso analizado no se ven tan influenciados por el número estructural de diseño, el cual está comprendido entre 8 y 12, sin embargo, si retomamos el análisis de sensibilización de la ecuación AASHTO 93 para el cálculo de FEC podemos observar que nos estamos moviendo cerca de los valores de número estructural en que se obtienen los menores FEC.

4.1.2 Método ME-PDG v 1.1

Los umbrales de diseño que se utilizaron fueron los recomendados por la metodología ME-PDG v 1.1 y que se presentaron en Tabla III-2, el TMDA fue el mismo con el cual se diseñó para el método AASHTO 93, para tránsito bajo fue de 250 veh/día, para tránsito medio de 1780 veh/día y para el tránsito alto de 3550 veh/ día.

Se calculó el espectro de carga para el escenario base, el porcentaje de participación de cada categoría fue de 33.33 % para las tres clases vehiculares, la base granular elegida se caracterizó como un suelo A1-a con CBR de 80 % y la subbase como un suelo A2-4 con CBR de 40 %. Los espesores de las estructuras diseñadas se presentan en la Tabla IV-2.

Tabla IV-2 Espesores estructuras diseñadas ME-PDG v 1.1.

TRÁNSITO	TIPO ASFALTO	CA (cm)	CI (cm)	BG (cm)	SB (cm)
Bajo	64-22	5	--	12	--
Medio	70-22	7	14	15	15
Alto	76-22	9.5	11.5	30	--

Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.1 Espectros de carga

Para realizar el análisis de vida útil, fue necesario calcular los espectros de carga de cada uno de los 144 escenarios modelados. El espectro de carga del escenario base con el cual se realizaron los diseños se presenta en la Figura IV-4.

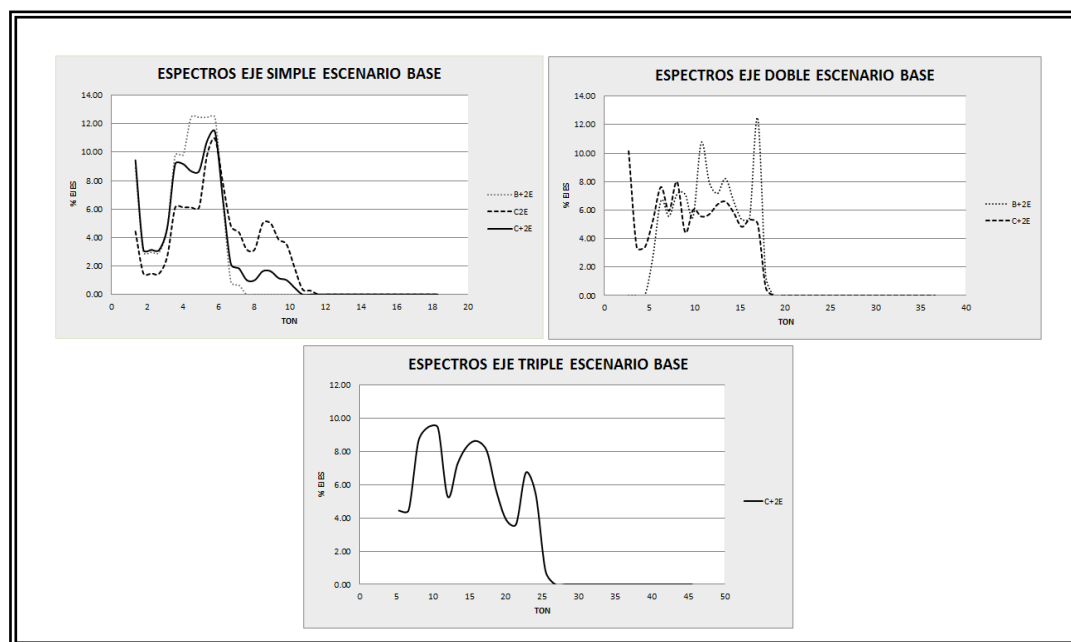


Figura IV-4 Espectros de carga, escenario base de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

En el Anexo A se presentan los espectros de carga de los 144 escenarios analizados. Como se puede observar en los espectros, el efecto de la sobrecarga se evidencia en un desplazamiento de la curva hacia el costado derecho de la gráfica, así mismo, a mayor nivel de sobrecarga la curva desarrolla más altura con respecto al escenario base. Analizando los espectros del escenario 15 vs el escenario 16 Figura IV-5, por definición se esperaría que el escenario 16 presentara un mayor punto de inflexión que el escenario 15, sin embargo, el punto de inflexión del escenario 16 es en 35 % mientras que el escenario 15 es en 53%.

La razón de lo anterior es porque los datos del pesaje base se agruparon en rangos de 1 tonelada, sin embargo al pasar a la metodología ME-PDG v 1.1, el software presenta rangos cada 224.81 lb lo que generaba que un rango definido por toneladas esté presente en dos rangos definido por libras, en estos casos se realizó una ponderación para repartir el porcentaje de pesos de ejes en los dos rangos consecutivos definidos por libras. Por lo anterior el punto de inflexión es menor pero la curva presenta un ancho mayor.

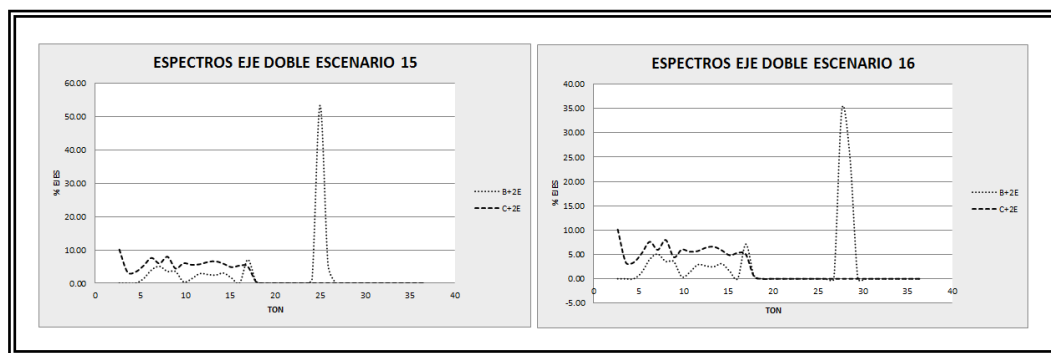


Figura IV-5 Espectros de carga, escenario 15 y 16.

Fuente: Elaboración propia.

4.2 Resultados sobrecarga vehicular

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los dos métodos de diseño analizados.

4.2.1 Método AASHTO 93

Utilizando la metodología de vida útil se calcularon los años que soportan las estructuras de pavimentos en cada uno de los 48 escenarios hipotéticos de sobrecarga, los resultados se presentan en la Tabla IV-3 a la Tabla IV-5.

Tabla IV-3 Vida útil de las estructuras para los escenarios 1 al 16.

Tipo de Vehículo	Escenario	TRANSITO					
		BAJO		MEDIO		ALTO	
		Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %
B	1	15.00	0.00	15.00	0.00	15.00	0.00
	2	14.66	2.24	15.00	0.00	14.79	1.42
	3	13.45	10.35	13.91	7.26	13.62	9.20
	4	12.22	18.54	12.74	15.07	12.47	16.88
	5	14.47	3.53	14.87	0.87	14.57	2.85
	6	13.73	8.48	14.11	5.95	13.84	7.76
	7	11.77	21.57	12.20	18.67	11.95	20.35
	8	10.01	33.27	10.53	29.82	10.28	31.45
	9	13.40	10.63	13.77	8.20	13.47	10.18
	10	12.18	18.81	12.55	16.37	12.26	18.29
	11	9.41	37.26	9.85	34.35	9.59	36.06
	12	7.38	50.83	7.85	47.66	7.65	49.02
	13	12.37	17.56	12.69	15.37	12.41	17.30
	14	10.88	27.48	11.19	25.39	10.94	27.08
	15	7.82	47.87	8.19	45.41	7.99	46.75
	16	5.83	61.13	6.22	58.55	6.05	59.67

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla IV-3 se puede observar que la reducción de la vida útil para el escenario 16, recordemos que es el escenario que tiene un 40% de vehículos sobrecargados y un 60 % de nivel de sobrecarga respecto al límite legal de Chile, presenta una reducción de 61.13 %, 58.55 % y 59.67 % para transito bajo, medio y alto respectivamente.

De la Tabla IV-4 se observa que el escenario 32 es el que presenta una mayor reducción en la vida útil, los valores están comprendidos entre un 74.5 % y un 72.38%.

Tabla IV-4 Vida útil de las estructuras para los escenarios 17 al 32.

Tipo de Vehículo	Escenario	TRANSITO					
		BAJO		MEDIO		ALTO	
		Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %
C2E	17	14.21	5.29	14.66	2.29	14.36	4.26
	18	13.60	9.32	14.06	6.24	13.80	8.01
	19	12.06	19.63	12.62	15.88	12.36	17.58
	20	10.22	31.86	10.88	27.49	10.67	28.88
	21	13.16	12.26	13.62	9.19	13.33	11.12
	22	12.15	18.98	12.66	15.62	12.38	17.47
	23	9.93	33.80	10.49	30.04	10.27	31.54
	24	7.68	48.82	8.29	44.75	8.13	45.80
	25	11.38	24.13	11.85	21.03	11.57	22.90
	26	9.98	33.43	10.46	30.27	10.21	31.94
	27	7.28	51.44	7.84	47.76	7.65	48.99
	28	5.10	65.99	5.62	62.53	5.51	63.28
	29	9.94	33.73	10.36	30.94	10.10	32.67
	30	8.38	44.16	8.86	40.96	8.62	42.50
	31	5.74	61.74	6.20	58.66	6.05	59.64
	32	3.82	74.50	4.23	71.82	4.14	72.38

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte en la Tabla IV-5 se puede observar que el escenario que presenta mayor reducción de la vida útil del pavimento es el escenario 48, cuyo porcentaje de reducción está comprendido entre un 69.11% a un 71.41 %.

Tabla IV-5 Vida útil de las estructuras para los escenarios 33 al 48.

Tipo de Vehículo	Escenario	TRANSITO					
		BAJO		MEDIO		ALTO	
		Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %
C+2E	33	14.39	4.06	14.79	1.38	14.50	3.36
	34	14.07	6.18	14.47	3.56	14.17	5.51
	35	12.15	18.97	12.61	15.91	12.34	17.76
	36	10.80	27.98	11.30	24.66	11.05	26.30
	37	13.22	11.89	13.62	9.23	13.33	11.12

Tipo de Vehículo	Escenario	TRANSITO					
		BAJO		MEDIO		ALTO	
		Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %	Vida Útil Años	Pda %
C+2E	38	12.32	17.86	12.71	15.26	12.42	17.20
	39	9.97	33.54	10.39	30.75	10.14	32.43
	40	8.88	40.83	9.32	37.84	9.09	39.37
	41	11.78	21.50	12.09	19.38	11.83	21.11
	42	10.24	31.75	10.59	29.42	10.32	31.21
	43	7.89	47.41	8.24	45.07	8.01	46.58
	44	5.62	62.51	6.02	59.88	5.88	60.80
	45	10.54	29.74	10.85	27.67	10.58	29.49
	46	7.80	47.98	8.17	45.53	7.99	46.74
	47	5.87	60.85	6.19	58.72	6.01	59.92
	48	4.29	71.41	4.63	69.11	4.50	69.98

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura IV-6 se resumen los 48 escenarios hipotéticos de sobrecarga analizados para los tres niveles de tránsito, se observa que las mayores reducciones se presentan para los transitos bajo y alto, la razón se debe en primer lugar a que estas estructuras presentan un número estructural de 7.88 cms y 12.08 cms respectivamente, lo que los sitúa en los extremos de la concavidad que presenta la ecuación para el cálculo de factores de estratigrafía de carga. Por otra parte se observa que los vehículos sobrecargados que presentan un mayor daño corresponden a los camiones de 2 ejes, seguidos de los camiones de más de 2 ejes y por último los buses.

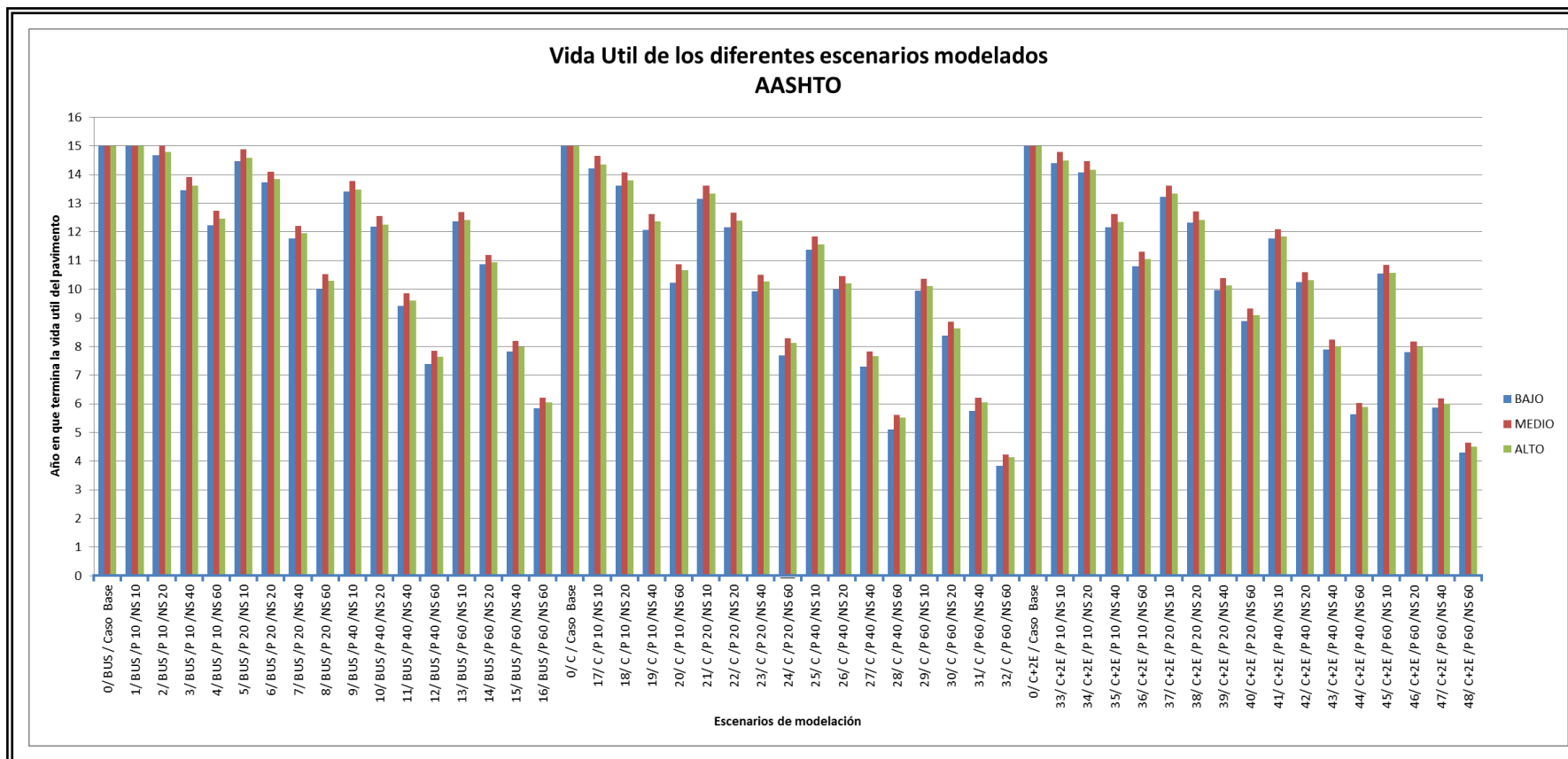


Figura IV-6 Vida útil de los 48 escenarios modelados para tránsito bajo, medio y alto.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 Método ME-PDG v 1.1

Con las estructuras diseñadas con el espectro del escenario base, se realizaron las 144 modelaciones con los 48 escenarios de sobrecarga. A continuación se presentan los resultados diferenciados por tipo de tránsito.

4.2.2.1 Tránsito Bajo

El resumen de los resultados se presenta en la Tabla IV-6, en el anexo A se presenta en detalle los valores de los deterioros predichos y la razón de falla.

Tabla IV-6 Resultados Tránsito Bajo.

TRÁNSITO BAJO								
Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %	Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %	Escenario	VIDA UTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %
1	15	0.00	17	13.18	12.13	33	12.17	18.87
2	13.99	6.73	18	12.14	19.07	34	11.03	26.47
3	12.27	18.20	19	10.33	31.13	35	9.18	38.80
4	10.94	27.07	20	8.14	45.73	36	7.08	52.80
5	13.95	7.00	21	12.13	19.13	37	10.09	32.73
6	13	13.33	22	10.73	28.47	38	8.25	45.00
7	10.75	28.33	23	8.18	45.47	39	6.89	54.07
8	8.63	42.47	24	6.01	59.93	40	5.17	65.53
9	12.96	13.60	25	10.46	30.27	41	8.05	46.33
10	11.67	22.20	26	8.35	44.33	42	5.97	60.20
11	8.22	45.20	27	6.02	59.87	43	4.99	66.73
12	6.14	59.07	28	4.04	73.07	44	3	80.00
13	12.05	19.67	29	9.11	39.27	45	6.75	55.00
14	10.28	31.47	30	7.05	53.00	46	4.1	72.67
15	6.95	53.67	31	4.9	67.33	47	3.52	76.53
16	4.97	66.87	32	3.03	79.80	48	2.13	85.80

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar el escenario 16 (sobrecarga en los buses de más de 2 ejes con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 4.97 años, presentando una disminución del 66.86 % respecto a su periodo de diseño de 15 años y fallando por ahuellamiento total. Así mismo el escenario 32 (sobrecarga en los camiones con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 3.03 años, presentando una disminución del 79.8 %, al igual que el escenario 16 falla por ahuellamiento total. El escenario 48 (sobrecarga en los camiones con más de 2 ejes con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 2.13 años, presentando una disminución del 85.8 %, al igual que en los casos anteriores el motivo de la falla del pavimento es por ahuellamiento total. En la Figura IV-7 se presenta la predicción de los deterioros de cada uno de los 48 escenarios modelados para tránsito bajo. Como se puede observar según el modelo de deterioro del método ME-PDG v 1.1 para grietas longitudinales, los camiones de eje simple influyen muy poco en el progreso de este tipo de deterioro bajo cualquier nivel de sobrecarga, los buses de más de 2 ejes tienen mayor participación en la progresión de este tipo de grietas, sin embargo, los camiones de más de 2 ejes son los que representan el mayor daño en este tipo de deterioro llegando a valores sobre los 200 ft/milla. Para el deterioro de piel de cocodrilo los camiones de eje simple generan un daño muy parecido al que realizan los camiones de más de 2 ejes, por otro lado los buses de más de 2 ejes tienen poca participación en este tipo de deterioro.

Respecto al ahuellamiento en la mezcla asfáltica y al ahuellamiento total se evidencia un comportamiento similar en las categorías de los camiones aunque los buses de más de 2 ejes tienen valores cercanos a los anteriores. Por su parte el IRI, presenta un comportamiento similar en todos los escenarios evaluados, la razón de ello se debe a que este modelo de deterioro presenta la menor sensibilidad a la variación de los parámetros y variables de diseño (Schuwartz et al., 2011).

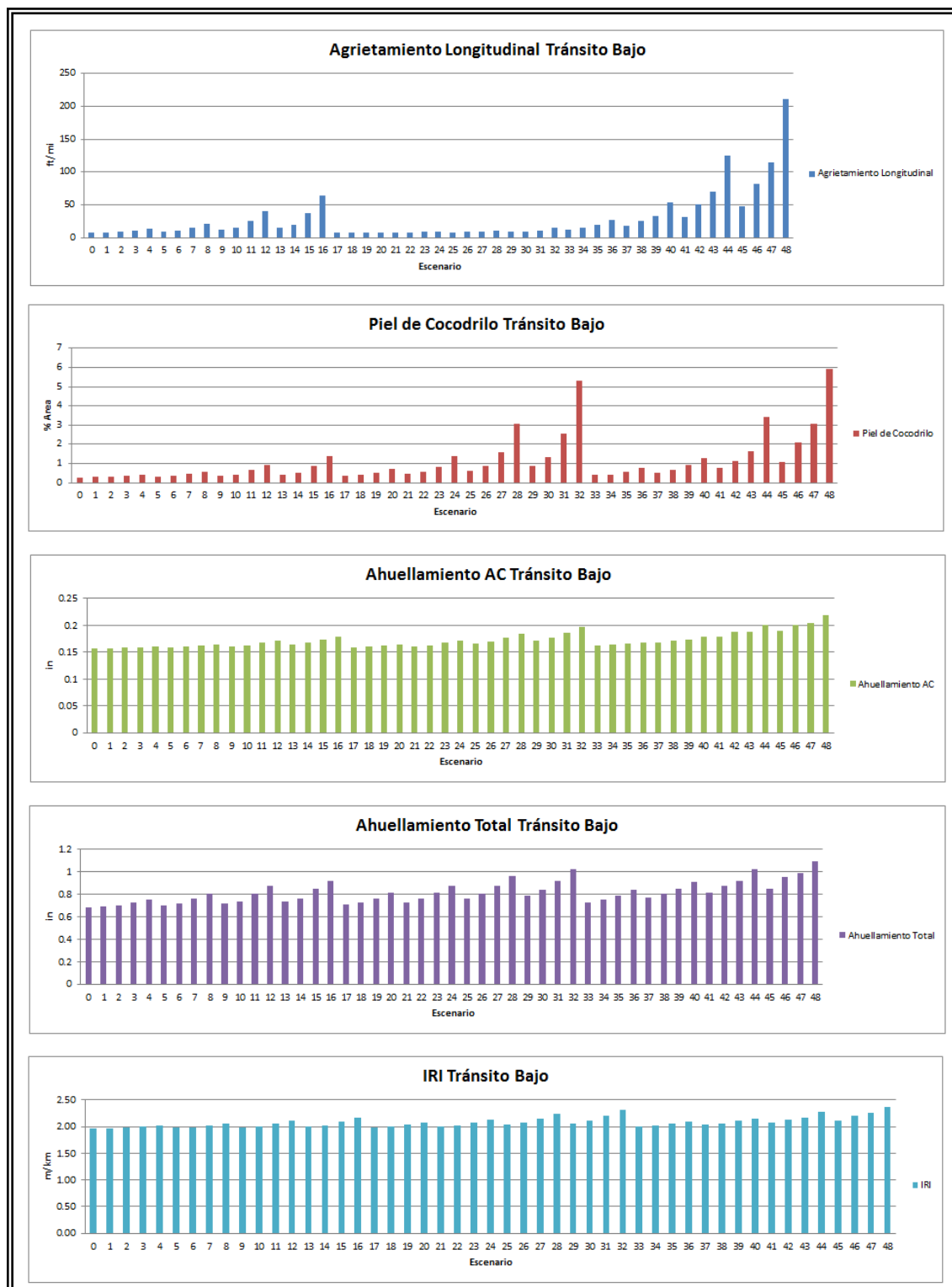


Figura IV-7 Deterioros tránsito bajo ME-PDG v 1.1.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.2 Tránsito medio

En la Tabla IV-7 se presenta del análisis realizado para tránsito medio, en el anexo A se presenta en detalle los valores de los deterioros predichos y la razón de falla. Como se puede observar el escenario 16 (sobrecarga en los buses de más de 2 ejes con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 5.13 años, presentando una disminución del 65.8 % respecto a su periodo de diseño de 15 años este falla por ahuellamiento total.

Tabla IV-7 Resultados Tránsito Medio.

TRÁNSITO MEDIO								
Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %	Escenario	VIDA UTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %	Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %
1	15	0.00	17	14.21	5.27	33	14.03	6.47
2	15	0.00	18	14.14	5.73	34	13.98	6.80
3	14.25	5.00	19	14.07	6.20	35	13.08	12.80
4	14.14	5.73	20	13.98	6.80	36	12.9	14.00
5	14.79	1.40	21	14.09	6.07	37	13.12	12.53
6	14.19	5.40	22	13.98	6.80	38	12.9	14.00
7	14.07	6.20	23	13.2	12.00	39	5.11	65.93
8	13.98	6.80	24	12.95	13.67	40	4.1	72.67
9	14.11	5.93	25	13.21	11.93	41	12.03	19.80
10	14.03	6.47	26	13	13.33	42	11.13	25.80
11	13.17	12.20	27	12.13	19.13	43	3.42	77.20
12	12.95	13.67	28	11.25	25.00	44	2.7	82.00
13	13.98	6.80	29	12.9	14.00	45	11.03	26.47
14	13.2	12.00	30	12.06	19.60	46	4.2	72.00
15	12.79	14.73	31	11.13	25.80	47	2.79	81.40
16	5.13	65.80	32	10.11	32.60	48	1.93	87.13

Fuente: Elaboración propia.

Así mismo el escenario 32 (sobrecarga en los camiones con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 10.11 años, presentando una disminución del 32.6 %, falla por ahuellamiento en la mezcla asfáltica. El escenario 48 (sobrecarga en los camiones con más de 2 ejes con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 1.93 años, presentando una disminución del 87.13 %, el motivo de la falla es por ahuellamiento total.

La Figura IV-8 presenta la predicción de los deterioros de cada uno de los 48 escenarios modelados para tránsito medio.

De los deterioros se observa que el agrietamiento longitudinal es causado mayormente por la sobrecarga en los camiones de más de 2 ejes, la piel de cocodrilo presenta un mayor progreso en los escenarios evaluados con sobrecarga en los camiones de ejes simples.

El ahuellamiento en la mezcla asfáltica es muy similar en el caso de los buses de más de 2 ejes y los camiones simples como también ocurre este comportamiento en el IRI. Por su parte los camiones de más de 2 ejes generan un mayor ahuellamiento y un mayor IRI.

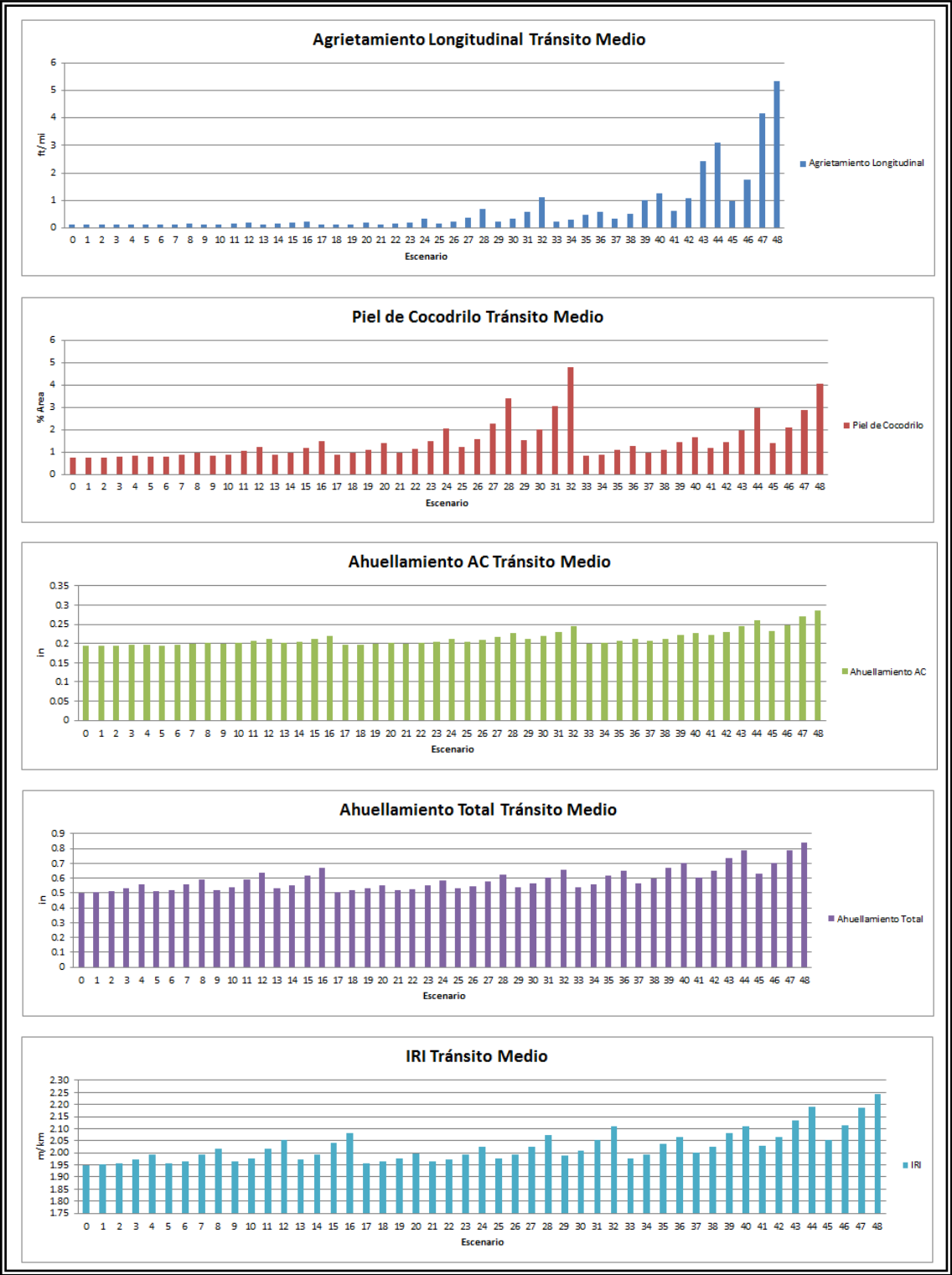


Figura IV-8 Deterioros tránsito medio ME-PDG v 1.1.
Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.3 Tránsito Alto

En la Tabla IV-8 se presenta el resumen del análisis de los 48 escenarios, en el anexo A se presenta en detalle los valores de los deterioros predichos y la razón de falla. Como se puede observar el escenario 16 (sobrecarga en los buses de más de 2 ejes con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 5.06 años, presentando una disminución del 66.26 % respecto a su periodo de diseño de 15 años y fallando por causa de ahuellamiento total.

Tabla IV-8 Resultados Tránsito Alto.

TRÁNSITO ALTO								
Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %	Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %	Escenario	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	Pdm %
1	15	0.00	17	14.19	5.40	33	14.05	6.33
2	14.79	1.40	18	14.13	5.80	34	13.98	6.80
3	14.19	5.40	19	14.05	6.33	35	13.1	12.67
4	14.14	5.73	20	13.92	7.20	36	12.9	14.00
5	14.25	5.00	21	14.08	6.13	37	13.12	12.53
6	14.14	5.73	22	13.98	6.80	38	12.9	14.00
7	14.07	6.20	23	13.19	12.07	39	5.01	66.60
8	13.98	6.80	24	12.9	14.00	40	4	73.33
9	14.11	5.93	25	13.2	12.00	41	12.03	19.80
10	14.01	6.60	26	12.95	13.67	42	11.19	25.40
11	13.17	12.20	27	12.09	19.40	43	3.18	78.80
12	12.95	13.67	28	11.2	25.33	44	2.24	85.07
13	13.98	6.80	29	12.83	14.47	45	11.04	26.40
14	13.2	12.00	30	12.05	19.67	46	4.13	72.47
15	12.71	15.27	31	11.11	25.93	47	2.29	84.73
16	5.06	66.27	32	10.05	33.00	48	1.85	87.67

Fuente: Elaboración propia.

Así mismo el escenario 32 (sobrecarga en los camiones con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de

10.05 años, presentando una disminución del 33 %, falla por ahuellamiento en la mezcla asfáltica. El escenario 48 (sobrecarga en los camiones con más de 2 ejes con un porcentaje de vehículos con sobrecarga del 60% y un nivel de sobrecarga del 60%) presenta una vida útil de 1.85 años, presentando una disminución del 87.66 %, el motivo de la falla es por ahuellamiento total. De igual manera es importante resaltar que el deterioro que predomina en los diseños es el ahuellamiento en la mezcla asfáltica, esto se evidencia fuertemente en las tres tablas anteriores en las cuales la confiabilidad calculada muy pocas veces tiene un número menor que 100 %. La Figura IV-9 presenta la predicción de los deterioros de cada uno de los 48 escenarios modelados para tránsito alto.

En los deterioros se puede observar que los camiones de más de 2 ejes son los que tienen mayor influencia en las grietas longitudinales, por su parte los camiones simples son los que más generan piel de cocodrilo seguidos por los camiones de más de 2 ejes. El comportamiento en el ahuellamiento de la mezcla asfáltica, el ahuellamiento total y el IRI es muy similar para los camiones simples y los buses de más de 2 ejes, mientras que los camiones de más de 2 ejes son los que generan mayor ahuellamiento en la mezcla asfáltica, ahuellamiento total e IRI.

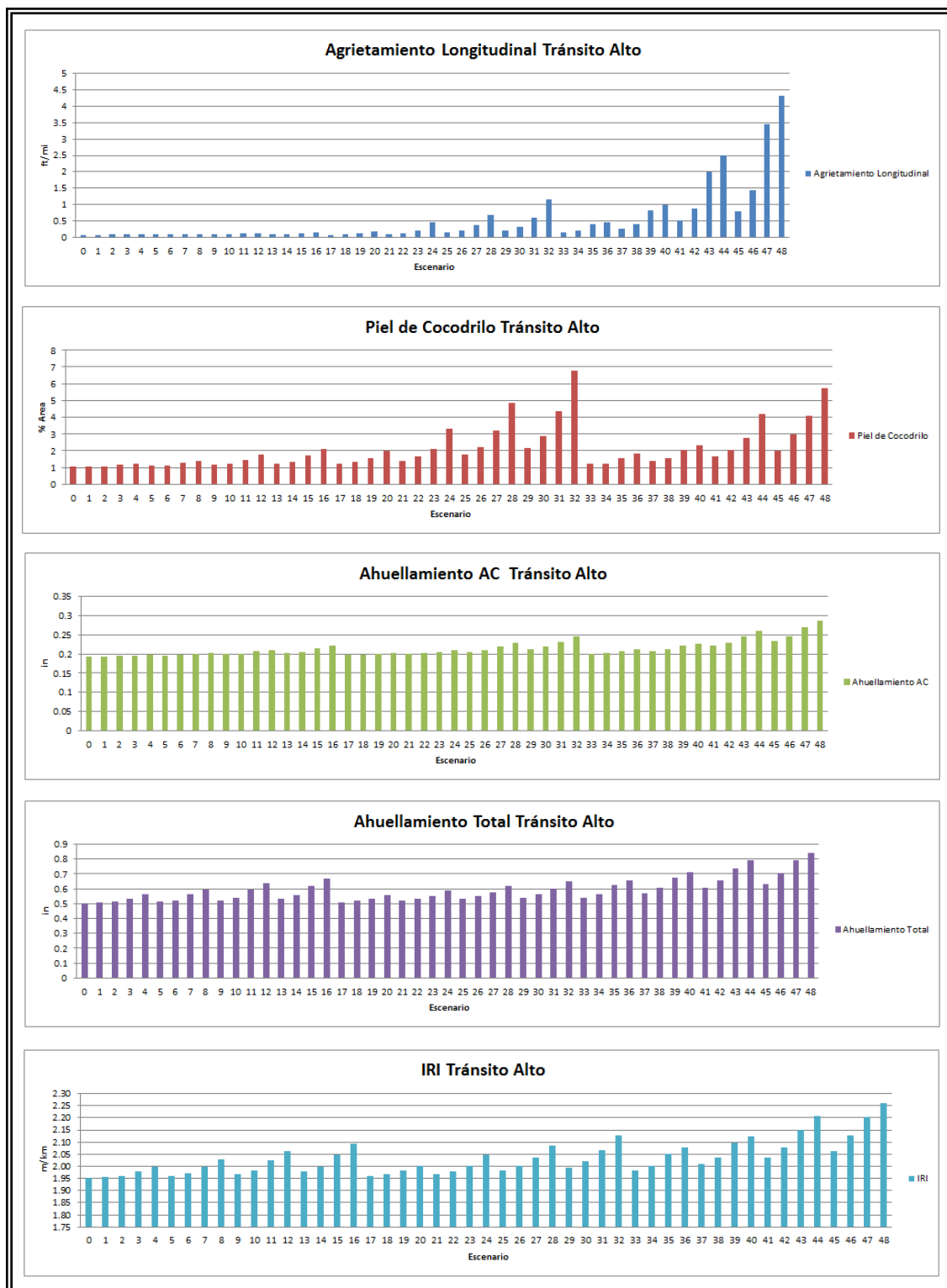


Figura IV-9 Deterioros tránsito alto ME-PDG v 1.1.
Fuente: Elaboración propia.

4.3 Comparación del efecto de la sobrecarga en los métodos de diseño

Con el cálculo de la reducción de la vida útil en cada uno de los 48 escenarios se comparó el efecto de cada uno en ambas metodologías de diseño. El resumen de las estructuras diseñadas se presenta en la Tabla IV-9.

Tabla IV-9 Resumen de las estructuras del escenario base, AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.

MATERIAL (CMS)	TRÁNSITO BAJO		TRÁNSITO MEDIO		TRÁNSITO ALTO	
	AASHTO	ME-PDG v 1.1	AASHTO	ME-PDG v 1.1	AASHTO	ME-PDG v 1.1
CA	5	5	6	7	9	9.5
CI	7	--	12	14	11	11.5
BG	22	12	15	15	30	30
SB	--	--	15	15	--	--

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que el método de diseño ME-PDG v 1.1 para tránsito bajo presenta espesores menores que el método AASHTO 93, pero a medida que aumentan los ejes equivalentes las estructuras tienden a reducir las diferencias de espesores, aunque conservando siempre la tendencia de tener mayores espesores con el método ME-PDG v 1.1.

De igual manera, es importante resaltar que la metodología ME-PDG v 1.1 evidencia la necesidad de utilizar un tipo de asfalto cada vez más duro dependiendo de las solicitudes de tránsito, situación que no se presenta con el método de diseño AASHTO 93. Para tránsito bajo los diseños realizados con el método ME-PDG v 1.1 fallan por ahuellamiento total, mientras que los diseños realizados para tránsito medio y alto fallan por ahuellamiento en la carpeta asfáltica. Lo anterior evidencia la necesidad de ingresar la caracterización de la mezcla en un nivel Tipo 1, realizar la calibración de los modelos y los umbrales de diseño a la realidad chilena.

En el anexo A se presentan los resultados de las 144 modelaciones realizadas, La Figura IV-10 presenta la comparación de los primeros 48 escenarios analizados para tránsito bajo. Se observa que el método ME-PDG v 1.1 disminuye más la vida útil de los pavimentos por el efecto de la sobrecarga llegando a porcentajes de disminución cercanos a 90 % y la razón de falla del pavimento es siempre por ahuellamiento total.

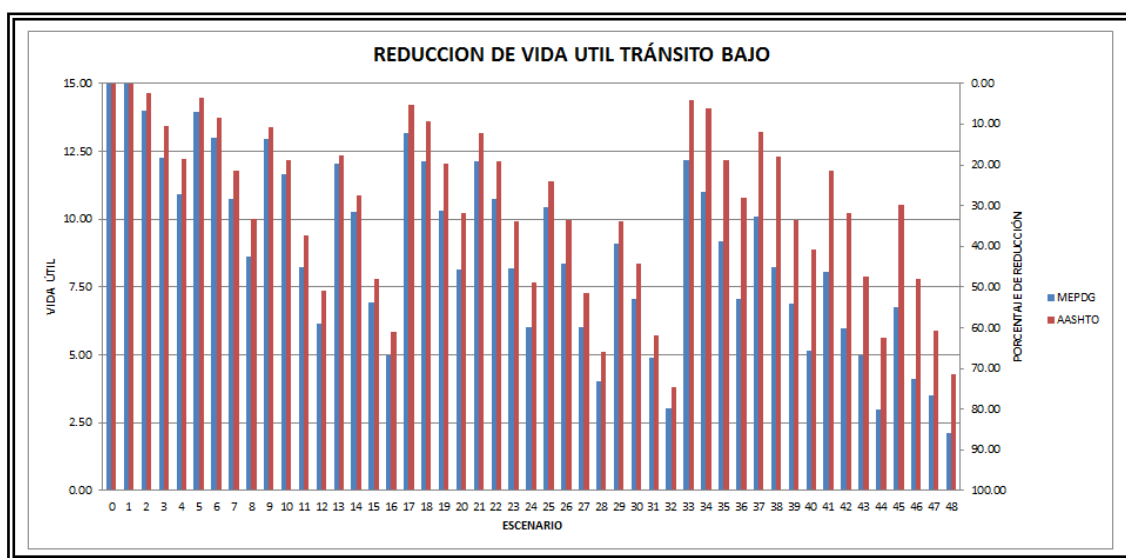


Figura IV-10 Vida útil de los 48 escenarios analizados, tránsito bajo.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-11 presenta el cálculo de la comparación realizada entre ambos métodos por medio de la resta entre P_{da} (Porcentaje de disminución de la vida útil, método AASHTO 93) y P_{dm} (Porcentaje de disminución de la vida útil, método ME-PDG v 1.1). Se observa que en la mayoría de los casos el método ME-PDG v 1.1 sensibiliza de mayor manera el efecto de la sobrecarga, se observan diferencias en la disminución de la vida útil superiores a 25 % entre métodos para los escenarios analizados en los camiones de más de 2 ejes, por su parte para camiones simples la diferencia porcentual entre métodos llega a un máximo de 15 % y para los buses la reducción llega a una diferencia porcentual entre métodos de 10 %.

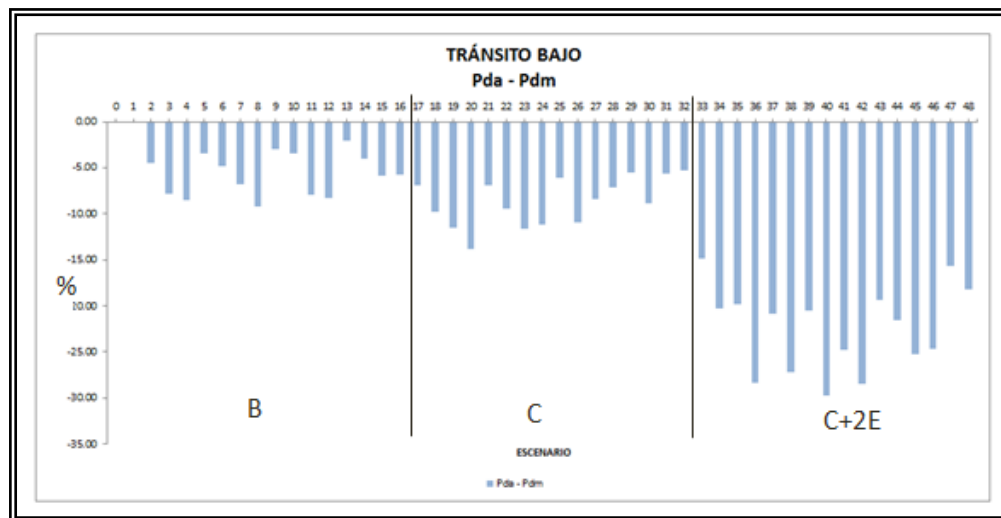


Figura IV-11 Comparación de reducción de vida útil, tránsito bajo.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-12 presenta el comportamiento de los 48 escenarios evaluados por ambos métodos de diseño, se observa que para los buses de más de 2 ejes ambas curvas se encuentran muy cercanas, alejándose en mayor medida en los escenarios de mayor sobrecarga, es decir los escenarios 4, 8, 12 y 16. Sin embargo, llama la atención la separación que se presenta para los camiones de más de 2 ejes, escenario 33 al escenario 48, lo que indica que a diferencia de la estratigrafía de carga, los espectros de carga indican que este tipo de vehículos general mayor daño en los pavimentos, aunque no en la misma proporción de los camiones simples.

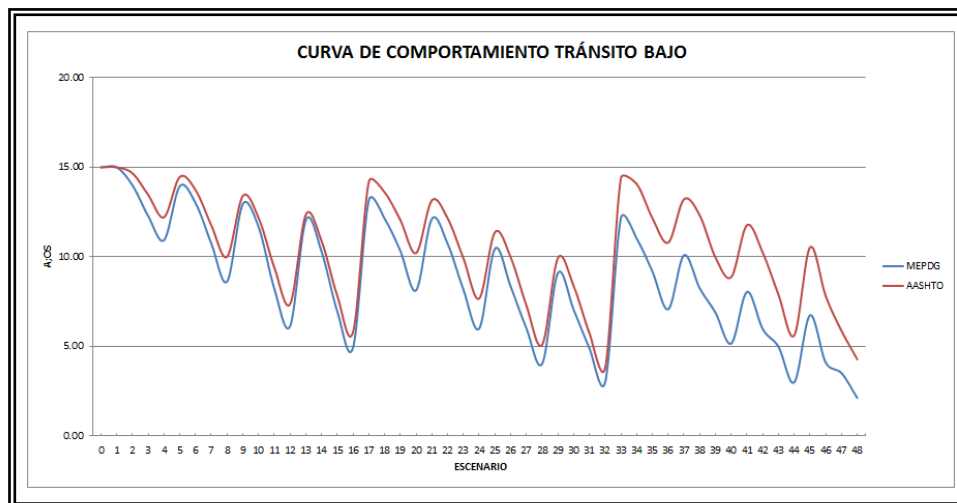


Figura IV-12 Años de vida útil de los diferentes escenarios, método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-13 presenta el resumen de los 48 escenarios analizados para tránsito medio, los resultados se presentan en el Anexo A. Como se puede observar para los escenarios correspondientes a los buses (escenario 1 al 16) en 12 de los 16 escenarios el método que más pondera la sobrecarga es AASHTO 93 presentando una máxima reducción de la vida útil de un 58.55 % para el escenario 16. El método ME-PDG v 1.1 disminuye en mayor medida la vida útil del pavimento en el escenario 5 y el escenario 16, la diferencia del escenario 5 con respecto al método AASHTO 93 es marginal, pero en el escenario 16 se presenta una reducción del 65.81% respecto a un 58.55 % del método AASHTO 93. De igual manera se observa que para los escenarios correspondientes a camiones simples, escenarios 17 al 32 se observa que en 15 de los 16 escenarios el método AASHTO 93 pondera de mayor forma la sobrecarga vehicular, solamente en el escenario 17 el método que más castiga la sobrecarga es el ME-PDG v 1.1. Las diferencias entre ambos métodos se vuelven mayores cuando se analizan escenarios con sobrecarga alta, presentando diferencias de hasta un 39 % de un método respecto al otro.

Es importante resaltar que en el método ME-PDG v 1.1 los escenarios evaluados fallan por ahuellamiento en la mezcla asfáltica, de igual manera, el diseño de la mezcla asfáltica se realizó con un asfalto de grado PG 70-22 lo cual tiene incidencia directa en la vida útil del pavimento ya que se cuenta con un asfalto que soporta de mejor manera el ahuellamiento. Este caso en particular no se puede evaluar con el método AASHTO 93 ya que los coeficientes estructurales de la capa de rodadura siempre fueron 0.43 y actualmente no se conoce como relacionar este coeficiente estructural con las características de la mezcla.

Para los escenarios correspondientes a camiones de más de 2 ejes, escenarios 33 al 48 se observa que en 11 de los 16 escenarios ME-PDG v 1.1 pondera de mayor manera la sobrecarga llegando incluso a disminuir la vida útil del pavimento en un 87.14 %. En los restantes 5 escenarios AASHTO reduce la vida útil del pavimento de una mayor manera, aunque las diferencias con respecto al método ME-PDG v 1.1 en estos escenarios no es tan significativa ya que con excepción del escenario 33 no se presentan diferencias por más de un año de vida útil.

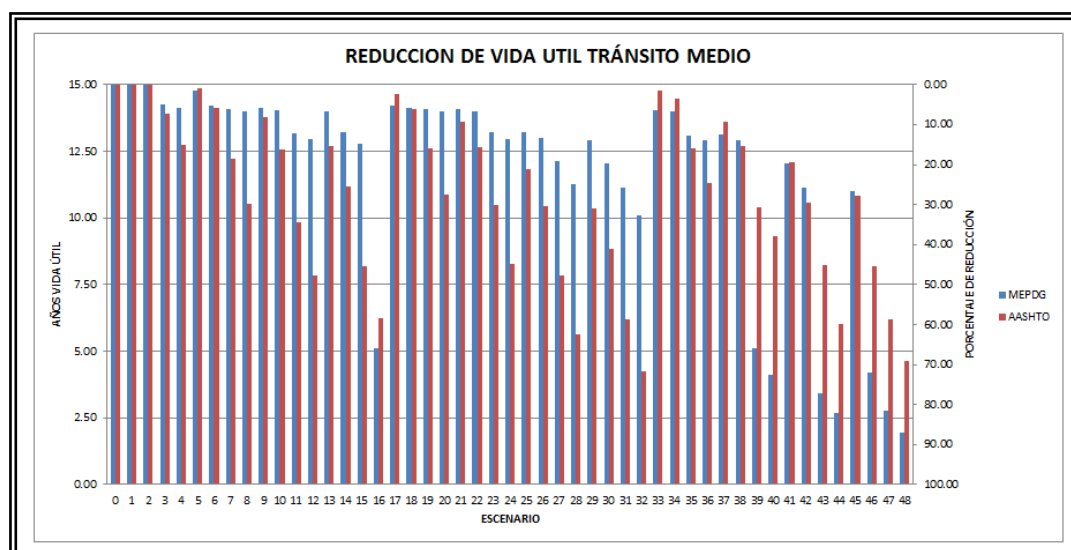


Figura IV-13 Vida útil de los 48 escenarios analizados, tránsito medio.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-14 presenta el cálculo de la comparación realizada entre ambos métodos por medio de la resta entre Pda (Porcentaje de disminución de la vida útil, método AASHTO 93) y Pdm (Porcentaje de disminución de la vida útil, método ME-PDG v 1.1). Se observa que en la mayoría de los casos el método AASHTO 93 sensibiliza de mayor manera la sobrecarga, esto se presenta para los buses y los camiones simples. Por su parte en los camiones de más de 2 ejes, el método de diseño ME-PDG v 1.1 v 1.1 sensibiliza de mayor manera la sobrecarga.

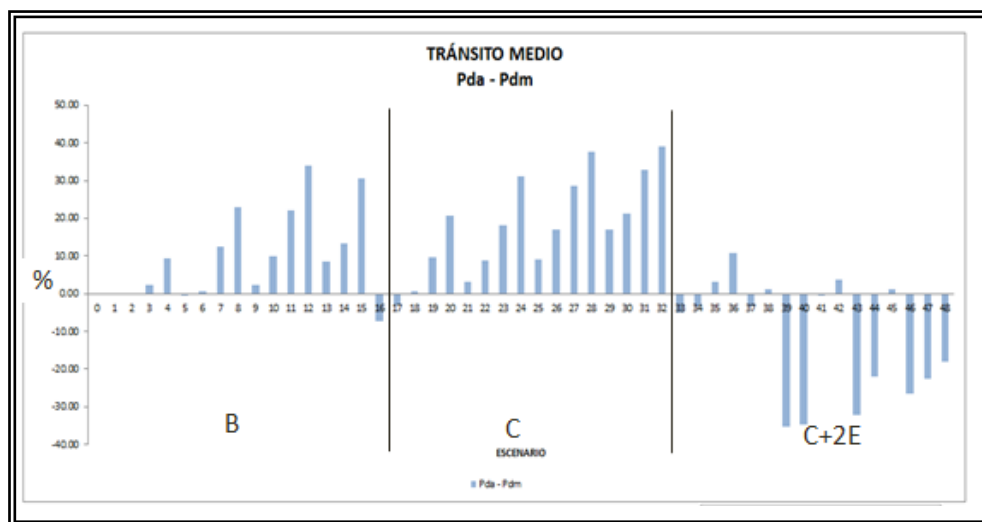


Figura IV-14 Comparación de reducción de vida útil, tránsito medio.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-15 presenta las curvas comparativas del efecto de la sobrecarga en ambos métodos, llama la atención el comportamiento que se presenta entre los escenarios 33 al 48 en el método ME-PDG v 1.1, escenarios en los cuales se presenta una mayor disminución en la vida útil del pavimento, retomando la causa de falla esta se debe al ahuellamiento en la mezcla asfáltica, lo cual nos lleva a concluir que en el método ME-PDG v 1.1 el principal efecto de la sobrecarga está relacionado directamente con el ahuellamiento en la mezcla asfáltica.

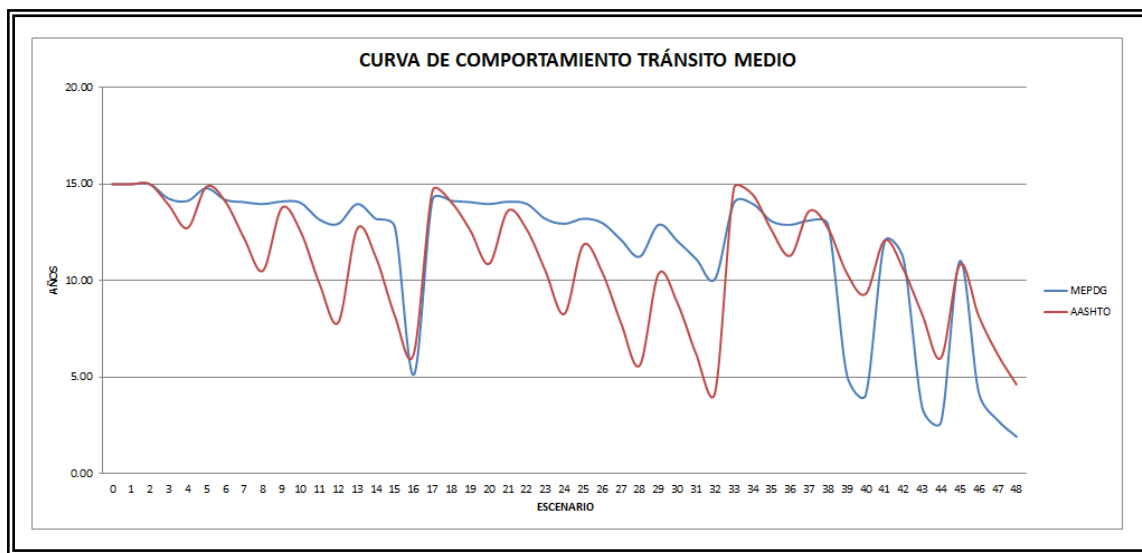


Figura IV-15 Años de vida útil de los diferentes escenarios, método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-16 presenta el resumen de los 48 escenarios evaluados para tránsito alto, para los escenarios correspondientes a los buses (escenario 1 al 16) se observa que en 13 de los 16 escenarios el método AASHTO 93 tiene un mayor efecto en la vida útil de los pavimentos que el método ME-PDG v 1.1, la máxima reducción por AASHTO 93 se presenta en el escenario 16 con un 59.67%.

En solo dos escenarios el método ME-PDG v 1.1 genera mayor reducción de vida útil, estos son los escenarios 5 y 16, la diferencia que se presenta en el escenario 5 es marginal ya que solo se reduce comparativamente con el otro método 4 meses más, mientras que en el escenario 16 la diferencia es alrededor de un año. Por lo general el comportamiento de ME-PDG v 1.1 en los 16 escenarios presenta una reducción de la vida útil de los pavimentos entre un 5 % y un 15 % presentándose una máxima reducción en el escenario 16 con un 66.24%.

De igual manera, se observa que en 15 de los 16 escenarios evaluados para camiones simples (escenarios 17 al 32) el método AASHTO 93 reduce de mayor manera la vida

útil del pavimento debido a la sobrecarga, con una máxima reducción del 72.38 % para el escenario 32. Por su parte el método ME-PDG v 1.1 llega a una reducción máxima de 32.98 % de vida útil en el escenario 32.

Por su parte para los escenarios que evalúan los camiones de más de 2 ejes (escenario 33 al 48) se observa que el método ME-PDG v 1.1 presenta 10 escenarios en los cuales disminuye de mayor manera la vida útil de los pavimentos, se observan reducciones superiores al 80 % en los escenarios 44, 47 y 48. Por su parte el método AASHTO 93 presenta su mayor reducción en el escenario 48 llegando al 70 %.

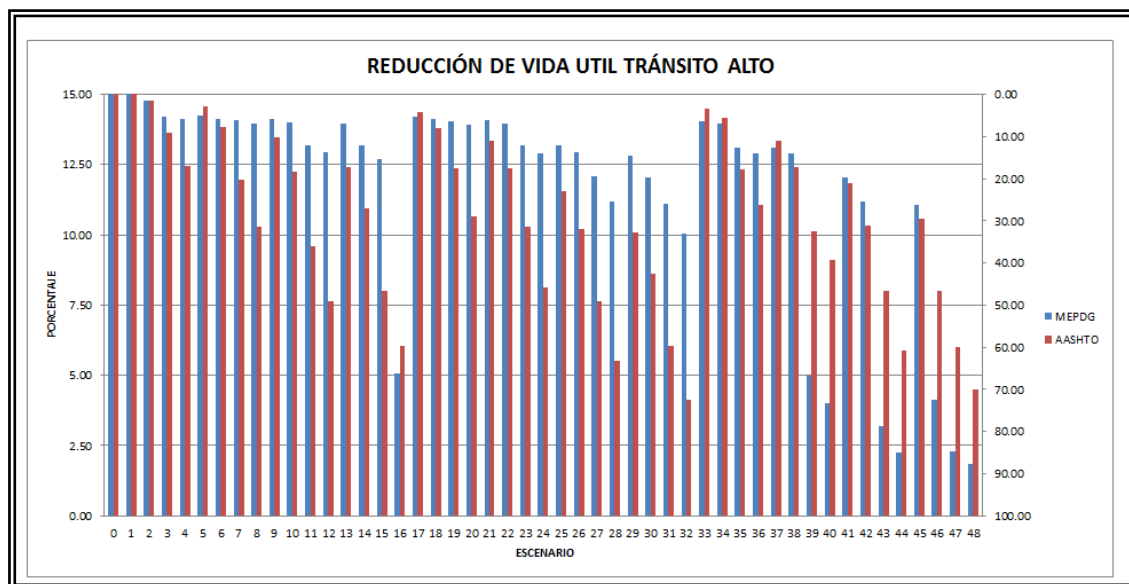


Figura IV-16 Vida útil de los 48 escenarios analizados, tránsito alto.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-17 presenta el cálculo de la comparación realizada entre ambos métodos por medio de la resta entre Pda (Porcentaje de disminución de la vida útil, método AASHTO 93) y Pdm (Porcentaje de disminución de la vida útil, método ME-PDG v 1.1).

Se observa que en la mayoría de los casos el método AASHTO 93 sensibiliza de mayor manera la sobrecarga, esto se presenta para los buses y los camiones simples. Por su parte en los camiones de más de 2 ejes, el método de diseño ME-PDG v 1.1 sensibiliza de mayor manera la sobrecarga, llama la atención que este comportamiento es similar al que se presenta cuando se analizó tránsito medio.

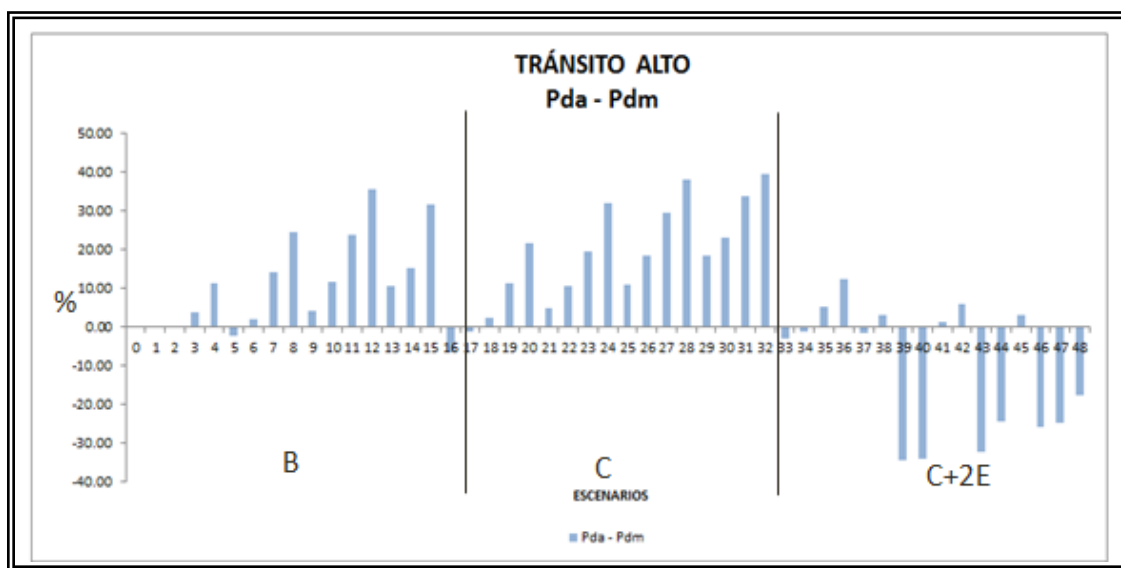


Figura IV-17 Comparación de reducción de vida útil, tránsito alto.
Fuente: Elaboración propia.

La Figura IV-18 presenta las curvas comparativas de la reducción de la vida útil de los 48 escenarios evaluados. Como se observa el método ME-PDG v 1.1 genera la mayor disminución en la vida útil del pavimento en los camiones de más de 2 ejes.

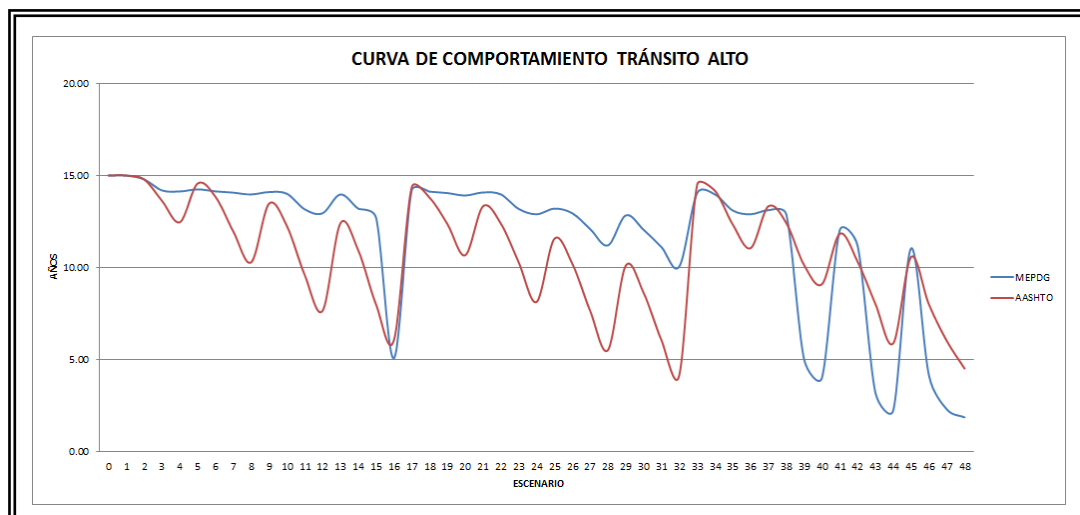


Figura IV-18 Años de vida útil de los diferentes escenarios, método AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1.

Fuente: Elaboración propia.

4.4 Análisis de la Clasificación Vehicular del Tránsito

A continuación se presenta el análisis de la clasificación vehicular. Primero fue necesario calcular los FEC para ambas clasificaciones vehiculares, así mismo, se calcularon los espectros de carga. Con estos resultados se realizaron las dos etapas del análisis.

4.4.1 Factores de estratigrafía de carga Sentido-12

En la Tabla IV-10 se presentan los resultados de las 5 plazas de pesaje analizadas, en la dirección en la cual los vehículos se alejan de Santiago, es importante destacar que en este sentido la estación de pesaje de la Serena no contaba con información. La variación mensual de los FEC se presenta en el Anexo B.

Tabla IV-10 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 12, clasificación actual.

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
CONCEPCIÓN	Buses	1.71	1.15	2.539	0.44	25.7%
	C	0.47	0.314	1.149	0.24	51.3%
	C+2E	2.55	1.025	4.411	0.97	37.9%
LA NEGRA	Buses	1.44	1.091	1.642	0.16	11.2%
	C	0.41	0.305	0.519	0.08	19.4%
	C+2E	2.18	1.555	2.6	0.29	13.2%
LOS ÁNGELES	Buses	2.3	1.785	3.035	0.36	15.8%
	C	0.86	0.661	1.187	0.18	21.0%
	C+2E	3.44	2.707	5.14	0.72	21.0%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2011	Buses	2.32	1.71	3.573	0.61	26.5%
	C	0.64	0.465	0.992	0.16	24.3%
	C+2E	2.36	1.787	3.039	0.40	16.8%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2012	Buses	2.19	1.878	2.762	0.26	11.7%
	C	0.59	0.439	0.919	0.12	20.5%
	C+2E	2.37	2.147	3.096	0.30	12.7%

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla IV-10 permite observar que tan dispersos están los datos en cada una de las categorías de las diferentes estaciones de pesaje analizadas, se observa que para la categoría de los buses la estación de San Francisco de Mostazal en el año 2011 presenta la mayor dispersión, para la categoría de los camiones simples y los camiones de más de 2 ejes es la estación de Concepción la que presenta los mayores valores de dispersión. Más adelante se comparan los datos estación por estación. En general se puede observar que la estación de Los Ángeles presenta los mayores valores de FEC. Los menores valores de FEC se observan en la estación La Negra.

La Tabla IV-11 presenta el resumen de los FEC para la clasificación vehicular propuesta de las plazas de pesaje analizadas en el sentido 12.

Tabla IV-11 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 12, clasificación propuesta.

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
CONCEPCIÓN	Buses	1.71	1.15	2.539	0.44	25.7%
	C2E	0.47	0.315	1.15	0.24	51.3%
	C3E	0.89	0.515	1.989	0.44	49.0%
	C4E	1.15	0.54	1.886	0.37	31.8%
	C5E	1.97	1.329	3.595	0.62	31.3%
	C6E	2.01	1.434	3.223	0.61	30.3%
	CAESP	3.81	1.79	6.622	1.42	37.2%
LA NEGRA	Buses	1.44	1.091	1.642	0.16	11.2%
	C2E	0.41	0.306	0.521	0.08	19.3%
	C3E	0.67	0.511	0.751	0.07	10.1%
	C4E	1.75	1.325	1.947	0.18	10.4%
	C5E	2.57	1.749	3.067	0.35	13.5%
	C6E	1.93	1.524	2.186	0.19	10.0%
	CAESP	4.02	2.902	5.069	0.60	14.9%
LOS ÁNGELES	Buses	2.3	1.785	3.035	0.36	15.8%
	C2E	0.86	0.662	1.188	0.18	21.0%
	C3E	1.19	0.848	1.749	0.29	24.0%
	C4E	1.62	1.299	2.305	0.29	18.1%
	C5E	2.68	2.124	3.761	0.51	19.1%
	C6E	2.44	2.037	3.462	0.47	19.1%
	CAESP	5.29	4.272	7.756	1.08	20.4%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2011	Buses	2.32	1.71	3.573	0.61	26.5%
	C2E	0.64	0.466	0.992	0.16	24.3%
	C3E	1.2	0.875	1.945	0.31	25.8%
	C4E	1.46	1.129	1.84	0.25	17.3%
	C5E	2.27	1.716	2.902	0.40	17.7%
	C6E	1.93	1.46	2.711	0.34	17.5%
	CAESP	3.59	2.724	4.712	0.67	18.7%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL	Buses	2.19	1.878	2.762	0.26	11.7%
	C2E	0.6	0.478	0.92	0.12	19.4%
	C3E	1.18	0.968	2.753	0.53	44.6%
	C4E	1.29	1.034	1.689	0.16	12.3%

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
2012	C5E	2.2	1.937	3.103	0.34	15.5%
	C6E	1.92	1.661	2.316	0.17	8.8%
	CAESP	3.62	3.319	4.592	0.41	11.4%

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla IV-11 presenta la dispersión de los datos en cada una de las diferentes categorías de las estaciones de pesaje analizadas. Para la categoría de los buses la estación San Francisco de Mostazal presenta la mayor dispersión con un CV de 26.5%, para los camiones de 2 ejes, 3 ejes, 4 ejes, 5 ejes, 6 ejes y camiones especiales la estación de Concepción presenta la mayor dispersión de los datos con valores de CV superiores a 30 %. Más adelante se comparan los datos estación por estación.

En la Figura IV-19 se presenta la comparación de los FEC en las diferentes plazas de pesaje. En general se puede observar que la estación Los Ángeles presenta los mayores valores de FEC, se observa que el FEC de los buses de la estación de Los Ángeles y los de la estación San Francisco de Mostazal tienen valores similares, los menores valores de FEC se observan en la estación La Negra.

Para los camiones de 6 ejes el valor de FEC de la estación Concepción y San Francisco de Mostazal son muy parecidos, el mayor valor se observa en Los Ángeles mientras que el menor en Concepción. Para los camiones de 5 ejes el mayor FEC se presenta en Los Ángeles y el menor en Concepción, para los camiones de 4 ejes el mayor FEC se presenta en La Negra y el menor en Concepción, para los camiones de 3 ejes el mayor FEC se presenta en San Francisco de Mostazal aunque con valores muy parecidos con Los Ángeles, el menor FEC se presenta en La Negra.

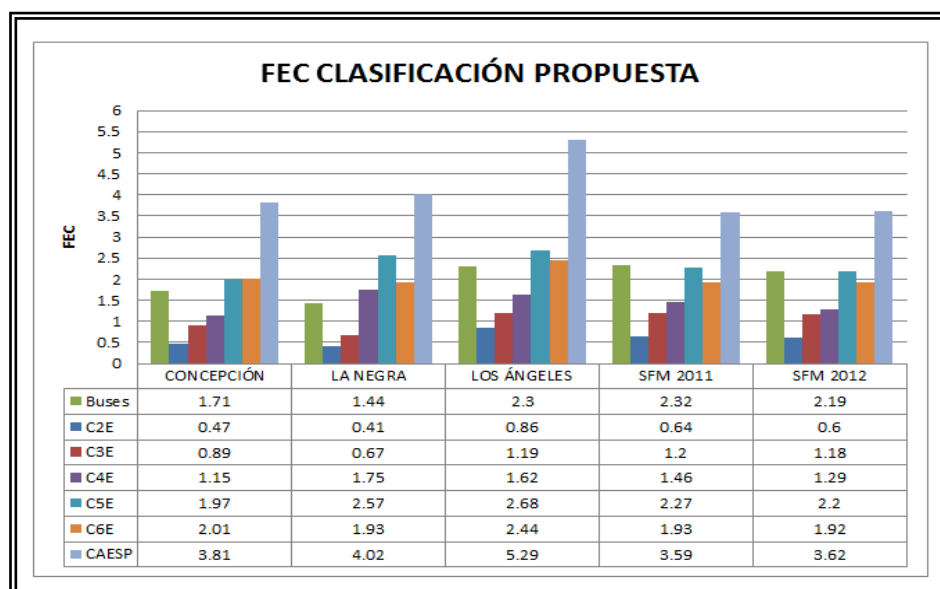


Figura IV-19 Comparación FEC, clasificación propuesta, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

4.4.1.1 Plaza de pesaje Concepción 2012

De la Tabla IV-10 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.97. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 2.55 y 1.71 respectivamente. De la Tabla IV-11 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 1.42. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 6 ejes, con valores de 3,81 y 2.01 respectivamente.

4.4.1.2 Plaza de pesaje La Negra 2012

De la Tabla IV-10 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.29. De igual manera se

observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 2.18 y 1.44 respectivamente.

De la Tabla IV-11 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.6. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 4.02 y 2.57 respectivamente.

4.4.1.3 Plaza de pesaje Los Ángeles 2012

De la Tabla IV-10 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.72. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 3.44 y 2.3 respectivamente. De la Tabla IV-11 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 1.08. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 5.29 y 2.68 respectivamente.

4.4.1.4 Plaza de pesaje San Francisco de Mostazal 2011.

De la Tabla IV-10 se observa que los buses presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.61. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 2.36 y 2.32 respectivamente. Llama la atención que los buses presentan un valor muy similar a los camiones de más de 2 ejes. De la Tabla IV-11 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.67. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los buses, con valores de 3.59 y 2.32 respectivamente.

4.4.1.5 Plaza de pesaje San Francisco de Mostazal 2012.

De la Tabla IV-10 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.3. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 2.37 y 2.19 respectivamente. De la Tabla IV-11 se observa que los camiones de 3 ejes presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.53. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 3.62 y 2.2 respectivamente.

4.4.2 Factores de estratigrafía de carga Sentido-34

A continuación se presentan los resultados de las 5 plazas de pesaje analizadas, en la dirección en la cual los vehículos se acercan a Santiago. La variación mensual de los FEC se presenta en el Anexo B.

Tabla IV-12 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 34, clasificación actual.

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
CONCEPCIÓN	Buses	1.36	0.752	1.94	0.40	29.1%
	C	0.39	0.228	1.204	0.28	72.4%
	C+2E	1.85	1.007	3.357	0.61	32.8%
LA NEGRA	Buses	1.25	0.878	1.558	0.22	17.4%
	C	0.65	0.293	2.877	0.72	110.8%
	C+2E	1.56	1.011	2.349	0.36	23.0%
LA SERENA	Buses	1.19	1.119	1.307	0.06	5.1%
	C	0.35	0.244	0.505	0.09	26.2%
	C+2E	1.44	1.319	1.729	0.13	8.7%

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
LOS ÁNGELES	Buses	2.96	2.631	3.275	0.20	6.8%
	C	1	0.821	1.569	0.19	18.7%
	C+2E	4.34	3.928	4.856	0.33	7.7%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2011	Buses	2.53	2.27	2.704	0.11	4.2%
	C	0.51	0.437	0.587	0.04	8.6%
	C+2E	3.06	2.663	3.51	0.26	8.5%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2012	Buses	2.74	2.442	3.211	0.27	9.9%
	C	0.57	0.504	0.629	0.04	6.2%
	C+2E	3.15	2.729	3.801	0.37	11.7%

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla IV-12 permite observar que tan dispersos están los datos en cada una de las categorías de las diferentes estaciones de pesaje analizadas, se observa que para la categoría de los buses la estación de Concepción presenta la mayor dispersión, para la categoría de los camiones simples la estación La Negra y para los camiones de más de 2 ejes es la estación de Concepción la que presenta los mayores valores de dispersión. Más adelante se comparan los datos estación por estación. En general se puede observar que la estación de Los Ángeles presenta los mayores valores de FEC. Los menores valores se observan en la estación La Serena.

La Tabla IV-13 presenta el resumen de los FEC para la clasificación vehicular propuesta de las plazas de pesaje analizadas en el sentido 34.

Tabla IV-13 Resumen estadístico, FEC estaciones de pesaje analizadas, Sentido 34, clasificación propuesta.

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
CONCEPCIÓN	Buses	1.36	0.752	1.94	0.40	29.1%
	C2E	0.39	0.228	1.204	0.28	72.4%
	C3E	1.25	0.561	4.706	1.16	93.0%
	C4E	0.84	0.522	1.273	0.21	24.6%
	C5E	1.71	0.86	3.201	0.60	34.9%
	C6E	1.91	1.251	2.796	0.54	28.4%
	CAESP	2.92	1.617	4.441	0.83	28.5%

ESTACIÓN	TIPO DE VEHÍCULO	PROMEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	CV
LA NEGRA	Buses	1.25	0.878	1.558	0.22	17.4%
	C2E	0.65	0.295	2.878	0.72	110.7%
	C3E	0.94	0.496	3.617	0.86	91.2%
	C4E	1.1	0.68	2.461	0.45	41.0%
	C5E	2.17	1.096	7.778	1.81	83.3%
	C6E	1.55	1.106	1.938	0.25	16.4%
	CAESP	3.14	1.897	3.979	0.72	22.8%
LA SERENA	Buses	1.19	1.119	1.307	0.06	5.1%
	C2E	0.35	0.245	0.505	0.09	26.2%
	C3E	0.8	0.508	1.835	0.37	45.8%
	C4E	1.04	0.948	1.332	0.11	10.5%
	C5E	1.57	1.209	2.054	0.24	15.0%
	C6E	1.55	1.165	2.155	0.29	18.5%
	CAESP	2.26	1.953	2.387	0.12	5.5%
LOS ÁNGELES	Buses	2.96	2.631	3.275	0.20	6.8%
	C2E	1	0.822	1.57	0.19	18.7%
	C3E	1.22	0.969	2.053	0.30	24.6%
	C4E	1.48	1.326	1.609	0.08	5.5%
	C5E	2.96	2.501	3.346	0.21	7.2%
	C6E	2.18	2.001	2.377	0.10	4.7%
	CAESP	6.21	5.558	6.966	0.48	7.8%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2011	Buses	2.53	2.27	2.704	0.11	4.2%
	C2E	0.51	0.438	0.587	0.04	8.6%
	C3E	1.39	1.166	1.637	0.14	10.4%
	C4E	1.25	1.07	1.454	0.11	8.8%
	C5E	2.86	2.535	3.213	0.21	7.4%
	C6E	2.36	2.24	2.663	0.12	5.3%
	CAESP	4.58	4.125	5.228	0.37	8.0%
SAN FRANCISCO DE MOSTAZAL 2012	Buses	2.74	2.442	3.211	0.27	9.9%
	C2E	0.57	0.505	0.629	0.04	6.2%
	C3E	1.61	1.308	2.429	0.34	21.4%
	C4E	1.34	1.121	1.519	0.12	8.6%
	C5E	2.96	2.605	3.367	0.27	9.3%
	C6E	2.28	1.984	2.623	0.22	9.6%
	CAESP	4.76	4.192	5.847	0.60	12.6%

Fuente: Elaboración propia

La Tabla IV-13 permite observar la dispersión de los datos en cada una de las diferentes categorías de las estaciones de pesaje analizadas. Para la categoría de los buses la estación Concepción presenta la mayor dispersión con un CV de 29.1%, para los camiones de 2 ejes la estación La Negra con un CV 110 %, para los camiones de 3 ejes la estación de Concepción con un CV 93 %, para los camiones de 4 ejes y 5 ejes la estación La Negra con un CV de 41 % y 83.3 5 respectivamente, para los camiones de 6 ejes y camiones especiales la estación de Concepción presenta la mayor dispersión de los datos. En la Figura IV-20 se presenta la comparación de los FEC en las diferentes plazas de pesaje. En general se puede observar que la estación Los Ángeles presenta los mayores valores de FEC, en esta estación se observa que los buses y los camiones de 5 ejes presentan el mismo FEC, por otra parte, los menores valores de FEC se observan en la estación La Serena.

Para los camiones de 6 ejes el valor de FEC de la estación La Negra y La Serena son iguales, el mayor valor se observa en San Francisco de Mostazal. Para los camiones de 5 ejes el mayor FEC se presenta en Los Ángeles y el menor en La Serena, para los camiones de 4 ejes el mayor FEC se presenta en Los Ángeles y el menor en Concepción, para los camiones de 3 ejes el mayor FEC se presenta en San Francisco de Mostazal y el menor FEC se presenta en La Serena, para los camiones de 2 ejes el mayor FEC se presenta en Los Ángeles y el menor en La Serena y comportamiento que se repite para los buses.

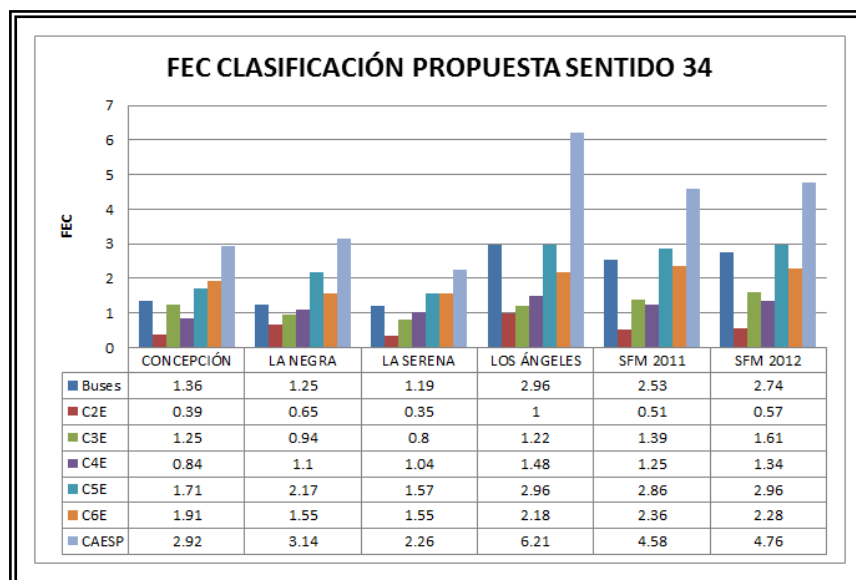


Figura IV-20 Comparación FEC, clasificación propuesta, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.1 Plaza de pesaje Concepción 2012

De la Tabla IV-12 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.61. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 1.85 y 1.36 respectivamente. De la Tabla IV-13 se observa que los camiones de 3 ejes presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 1.16. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 6 ejes, con valores de 2.92 y 1.91 respectivamente.

4.4.2.2 Plaza de pesaje La Negra 2012

De la Tabla IV-12 se observa que los camiones presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.72. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores

de 1.56 y 1.25 respectivamente. De la Tabla IV-13 se observa que los camiones de 5 ejes presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 1.81. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 3.14 y 2.17 respectivamente.

4.4.2.3 Plaza de pesaje La Serena 2012

De la Tabla IV-12 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.13. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 1.44 y 1.19 respectivamente. De la Tabla IV-13 se observa que los camiones de 3 ejes presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.37. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 2.26 y 1.57 respectivamente.

4.4.2.4 Plaza de pesaje Los Ángeles 2012

De la Tabla IV-12 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.33. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 4.34 y 2.96 respectivamente. De la Tabla IV-13 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.48. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes y buses, con valores de 6.21, 2.96 y 2.96 respectivamente.

4.4.2.5 Plaza de pesaje San Francisco de Mostazal 2011

De la Tabla IV-12 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.26. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 3.06 y 2.53 respectivamente. De la Tabla IV-13 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.37. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 4.58 y 2.86 respectivamente.

4.4.2.6 Plaza de pesaje San Francisco de Mostazal 2012

De la Tabla IV-12 se observa que los camiones de más de 2 ejes presentan la mayor desviación estándar de los tipos de vehículos, con un valor de 0.37. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones de más de 2 ejes seguidos por los buses, con valores de 3.15 y 2.74 respectivamente. De la Tabla IV-13 se observa que los camiones especiales presentan la mayor desviación estándar, con un valor de 0.6. De igual manera se observa que el mayor FEC viene dado por los camiones especiales seguidos por los camiones de 5 ejes, con valores de 4.76 y 2.96 respectivamente.

4.4.3 Espectros de carga

Con los datos de las estaciones de pesaje analizadas se calcularon los espectros de carga utilizando la clasificación vehicular actual y la clasificación vehicular propuesta. En el anexo digital se presentan los espectros de carga para los doce meses del año de las 5 estaciones analizadas empleando la clasificación propuesta.

4.5 Resultados de la clasificación vehicular

Como se expuso anteriormente los resultados de la clasificación vehicular más detallada se analizaron en términos de la diferencia de ejes equivalentes de diseño y en términos de vida útil.

4.5.1 Diferencia en términos de ejes equivalentes

Con la información de las plazas de pesaje ya procesadas, se realizó un análisis con el fin de conocer la influencia de tener mayor cantidad de grupos de vehículos en la clasificación vehicular. Para este fin se utilizó la composición vehicular propia de cada estación de pesaje. La Tabla IV-14 presenta el porcentaje de participación vehicular según la clasificación actual vehicular. La Tabla IV-15 presenta el porcentaje de participación vehicular según la clasificación actual vehicular.

Tabla IV-14 Resumen de porcentajes de participación de cada clase de vehículo, según clasificación actual.

MOP	LA NEGRA	LA SERENA	SAN FRANCISCO	CONCEPCIÓN	LOS ÁNGELES
B	15,7%	14,4%	29,0%	11,0%	22,6%
C	17,4%	47,8%	20,8%	34,9%	11,5%
C+2E	66,9%	37,8%	50,2%	54,1%	65,9%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-15 Resumen de porcentajes de participación de cada clase de vehículo, según clasificación actual.

PROPUESTO	LA NEGRA	LA SERENA	SAN FRANCISCO	CONCEPCIÓN	LOS ÁNGELES
B	15,7%	14,4%	29,0%	11,0%	22,6%
C2E	17,4%	47,8%	20,8%	34,9%	11,5%
C3E	5,8%	6,3%	6,0%	9,5%	6,9%
C4E	9,2%	9,4%	8,3%	9,4%	9,6%
C5E	1,6%	0,9%	1,3%	0,8%	1,1%
C6E	30,4%	7,8%	10,0%	9,0%	11,2%
CAESP	19,9%	13,3%	24,8%	25,5%	37,1%

Fuente: Elaboración propia.

Con estos datos se realizó el cálculo de ejes equivalentes para un escenario hipotético de 20 años de vida útil, tasa de crecimiento de 5 % y un TMDA de 2500 vehículos. Los resultados se presentan en las siguientes 3 tablas.

Tabla IV-16 Ejes equivalentes clasificación actual.

TIPO DE VEHÍCULO	Los Ángeles		La Negra		Concepción		La Serena		San Francisco Mostazal 2011		San Francisco Mostazal 2012	
	12	34	12	34	12	34	12	34	12	34	12	34
B	15.699.546	20.204.633	6.829.291	5.928.204	5.670.922	4.510.207		5.169.833	20.278.109	22.113.627	19.141.836	23.949.146
C	2.989.703	3.476.399	2.151.181	3.410.409	4.944.597	4.102.963		5.050.334	4.015.343	3.199.726	3.701.644	3.576.165
C+2E	68.354.158	86.237.513	43.999.675	31.486.006	41.656.637	30.221.481		16.414.214	35.773.225	46.383.927	35.924.806	47.748.160
TOTAL	87.043.407	109.918.545	52.980.147	40.824.619	52.272.155	38.834.651		26.634.381	60.066.676	71.697.281	58.768.286	75.273.471

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-17 Ejes equivalentes clasificación propuesta.

TIPO DE VEHÍCULO	Los Ángeles		La Negra		Concepción		La Serena		San Francisco Mostazal 2011		San Francisco Mostazal 2012	
	12	34	12	34	12	34	12	34	12	34	12	34
B	15.699.546	20.204.633	6.829.291	5.928.204	5.670.922	4.510.207		5.169.833	20.278.109	22.113.627	19.141.836	23.949.146
C2E	2.989.703	3.476.399	2.151.181	3.410.409	4.944.597	4.102.963		5.050.334	4.015.343	3.199.726	3.764.384	3.576.165
C3E	2.461.652	2.523.710	1.171.571	1.643.697	2.538.883	3.565.847		1.527.174	2.155.581	2.496.881	2.119.654	2.892.071
C4E	4.694.437	4.288.745	4.857.008	3.052.976	3.251.098	2.374.715		2.961.034	3.646.360	3.121.883	3.221.784	3.346.659
C5E	872.416	963.564	1.262.674	1.066.149	486.846	422.592		422.325	871.490	1.098.001	844.616	1.136.392
C6E	8.248.322	7.369.403	17.689.636	14.206.702	5.487.366	5.214.363		3.670.737	5.799.506	7.091.624	5.769.457	6.851.230
CAESP	59.237.369	69.539.521	24.129.498	18.847.419	29.257.196	22.422.838		9.052.272	26.836.974	34.237.699	27.061.238	35.583.286
TOTAL	94.203.446	108.365.975	58.090.859	48.155.557	51.636.907	42.613.524		27.853.709	63.603.362	73.359.442	61.922.969	77.334.949

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-18 Diferencia entre ejes equivalentes, ambas clasificaciones.

Clasificación vehicular	Los Ángeles		La Negra		Concepción		La Serena		San Francisco Mostazal 2011		San Francisco Mostazal 2012	
	12	34	12	34	12	34	12	34	12	34	12	34
Actual	87.043.407	109.918.545	52.980.147	40.824.619	52.272.155	38.834.651		26.634.381	60.066.676	71.697.281	58.768.286	75.273.471
Propuesto	94.203.446	108.365.975	58.090.859	48.155.557	51.636.907	42.613.524		27.853.709	63.603.362	73.359.442	61.922.969	77.334.949
Diferencia Eeqs	7.160.039	-1.552.570	5.110.713	7.330.938	-635.248	3.778.873		1.219.328	3.536.686	1.662.162	3.154.683	2.061.478
Diferencia Porcentual	7,60%	-1,43%	8,80%	15,22%	-1,23%	8,87%		4,38%	5,56%	2,27%	5,09%	2,67%

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede observar en la Tabla IV-18 el efecto de tener una clasificación vehicular más detallada se ve reflejado en un aumento en los ejes equivalentes, en un porcentaje comprendido entre 2.27% y 15.22%.

Únicamente en la estación Los Ángeles en el sentido 34 y en la estación de concepción en el sentido 12 los ejes equivalentes son inferiores en un 1.23% y 1.43% respectivamente. Respecto al efecto en los diseños, el método AASHTO 93 presenta gran sensibilidad en el rango comprendido entre 1 a 5 millones de ejes equivalentes, razón por la cual entre estos rangos se tendrían los mayores efectos. Sin embargo, se podría pensar que los caminos con este nivel de ejes equivalentes no presentan tanta participación de vehículos de más de 4 ejes, vehículos que presentan el mayor FEC y que elevan comparativamente los ejes de diseño, pero también es cierto que los resultados presentes en esta investigación corresponden a estaciones fijas, en vías principales de Chile, estaciones en donde se verifican los pesos máximos permitidos, razón por la cual, los caminos con menor TMDA pueden llegar a tener incluso mayores valores de FEC.

Por todo lo anterior se aconseja implementar una clasificación vehicular más detallada, de igual forma es importante realizar este análisis con estaciones móviles (WIM) en vías que no poseen esta información, solo de esta manera, conoceremos los FEC más representativos de la red vial chilena.

4.5.2 Diferencia en términos de vida útil

La Figura IV-21 presenta el diagrama de flujo utilizado para realizar la segunda etapa del análisis de la clasificación vehicular.

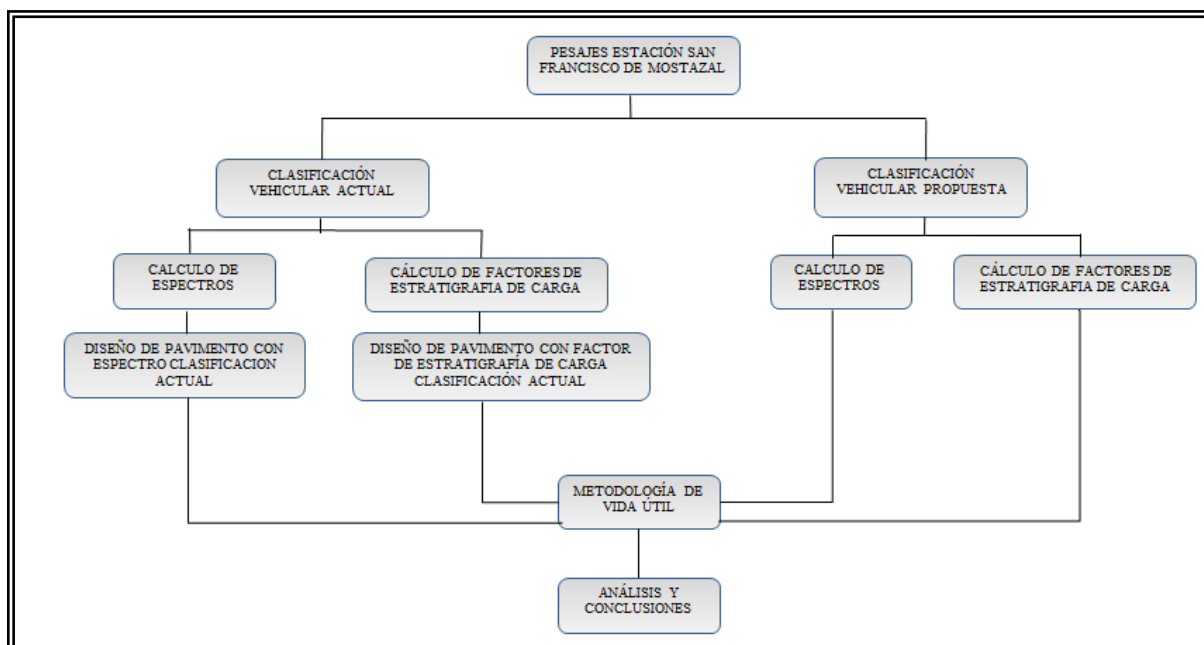


Figura IV-21 Diagrama de flujo para el análisis de la clasificación vehicular.

Fuente: Elaboración propia.

4.5.2.1 Diseño estructura base, método AASHTO 93

El TMDA utilizado para los diseños en el sentido FR-34 y FR-12 fue el mismo TMDA con el cual se calcularon los factores de estratigrafía de carga y los espectros de carga, correspondientes a 2487 veh/día para el sentido FR 34 y 2285 veh/día para el sentido FR 12. La tasa de crecimiento del tránsito fue del 5 %, para un periodo de 15 años, el CBR de la subrasante fue de 8 %. La distribución mensual del TMDA y la memoria de cálculo de las estructuras se presentan en el Anexo A.

Tabla IV-19 Diseños método AASHTO 93, San Francisco de Mostazal 2011.

CAPA	FR 12	FR 34
CA (cm)	8	8
CI (cm)	10	11
BG (cm)	32	32

Fuente: Elaboración propia.

4.5.2.2 Diseño estructura base método ME-PDG v 1.1

La composición vehicular utilizada para los diseños fue la misma usada para el diseño por la metodología AASHTO 93, el clima correspondió a la estación de Chillan (Merino, 2010). El tipo de suelo fue CL con un CBR de 8 %. Los espectros de carga utilizados para el diseño fueron los obtenidos de la estación de San Francisco de Mostazal del año 2011. La tasa de crecimiento del tránsito fue de 5 % y la confiabilidad de 70 %.

Los umbrales de los deterioros empleados en los diseños fueron los mismos que se utilizaron para la evaluación de la sobrecarga, los cuales recomienda la metodología de diseño ME-PDG v 1.1. Los resultados de los espesores obtenidos por esta metodología se presentan en la Tabla IV-20.

Tabla IV-20 Diseños método ME-PDG v 1.1, San Francisco de Mostazal 2011.

CAPA	FR 12	FR 34
CA (cm)	8.5	9.5
CI (cm)	10	12
BG (cm)	32	32
CONFIABILIDAD %	70.39	70.22
PG	76-22	76-22

Fuente: Elaboración propia.

Con las estructuras diseñadas por ambos métodos con base en la clasificación vehicular actual se procedió a aplicar la clasificación vehicular propuesta y analizar el efecto que esta tiene sobre los diseños realizados. Para este fin se empleó la metodología de vida útil descrita en el capítulo 1. La Tabla IV-21 presenta los resultados obtenidos por el método de diseño ME-PDG v 1.1 para ambos sentidos de circulación. Se observa una vez más que el deterioro que gobierna el diseño es el ahuellamiento en la mezcla asfáltica, de igual manera se observa que cuando se utiliza la clasificación vehicular propuesta es el sentido de circulación FR-12 el que más disminución presenta en la vida

útil del pavimento, llegando a un valor de 14.14 años (10.32 meses), por su parte el sentido FR-34 presenta una reducción de 1.5 meses, conservando una vida útil de 14.88 años. Estos resultados son acordes al porcentaje de diferencia que presenta el cálculo de los ejes equivalentes con las clasificaciones vehiculares, FR 12 tiene una diferencia de 5.66% y FR 34 una diferencia de 2.27%.

La Tabla IV-22 presenta la comparación entre los dos métodos de diseño cuando se aplica la clasificación vehicular propuesta a las estructuras diseñadas con la clasificación actual. Se observa que en el sentido FR-12 la metodología que más sensibiliza el cambio es la metodología ME-PDG v 1.1, mientras que en el sentido FR-34 es el método AASHTO 93, llegando a un valor de 13.79 años. La Figura IV-22 presenta el resumen de la vida útil de las estructuras de diseño base aplicando la clasificación vehicular propuesta para ambas metodologías de diseño.

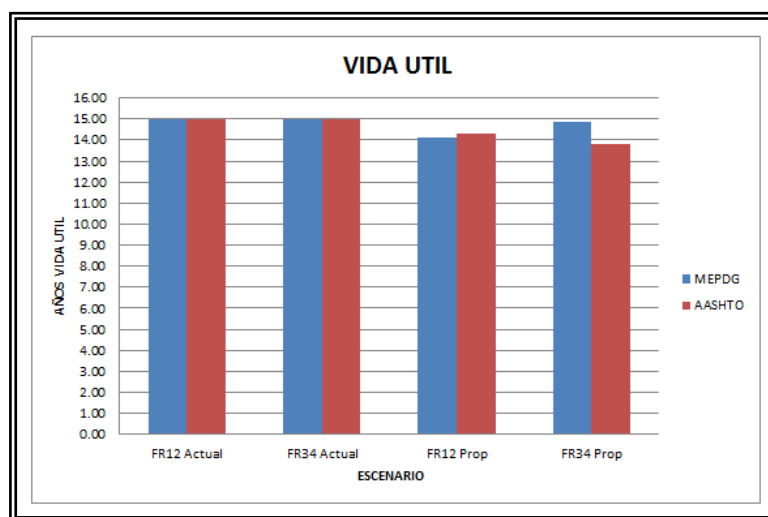


Figura IV-22 Comparación vida útil de ambas metodologías.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-21 Comparación de vida útil de ambas clasificaciones.

Escenario	Grietas Long. (ft/mi)	Piel Cocodrilo (%)	Ahue. en la mezcla (in)	Ahue. Total (in)	IRI (in/mi)	CONFIABILIDAD 70%					VIDA ÚTIL	
						Terminal IRI (in/mi)	Grietas Long. (ft/mi)	Piel Cocodrilo (%)	Ahue. Mezcla (in)	Ahue. Total (in)	Vida útil ME-PDG v 1.1	Razón por la que falla
FR12 Actual	1.26	5.18	0.212	0.578	105.3	99.999	99.52	92.05	70.39	95.57	15	NO FALLO
FR34 Actual	0.2	3.55	0.213	0.572	104.2	99.999	99.99	94.61	70.22	96.13	15	NO FALLO
FR12 Prop	2.43	5.4	0.217	0.597	106.2	99.99	98.32	91.79	68.02	93.17	14.14	AHUE AC
FR34 Prop	0.22	3.59	0.214	0.581	104.5	99.999	99.99	94.5	69.21	95.24	14.88	AHUE AC

Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-22 Análisis de ambos métodos de diseño.

Escenario	Vida útil ME-PDG v 1.1	Vida útil AASHTO 93	Pdm %	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
FR12 Actual	15.00	15.00	0.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
FR34 Actual	15.00	15.00	0.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
FR12 Prop	14.14	14.29	5.74	4.73	-1.00	ME-PDG v 1.1
FR34 Prop	14.88	13.79	0.83	8.06	7.49	AASHTO

Fuente: Elaboración propia.

Con la clasificación actual y los ejes equivalentes calculados con la clasificación propuesta, es decir, se evidencia la diferencia porcentual entre ambos sentidos, recordemos que esta diferencia era de 5.56 % en el sentido 12 y de 2.27 % en el sentido 34. Sin embargo, esta diferencia no se ve reflejada en el análisis de vida útil con AASHTO 93 ya que se presenta mayor disminución en el sentido 34 que en el sentido 12.

La explicación de estos resultados se debe a la aproximación realizada en el momento de elegir los espesores, ya que estos deben de ser factibles constructivamente. Esta aproximación genera un aumento en el número estructural con el consecuente aumento en los ejes equivalentes. En el caso analizado esta aproximación generaba un plus de ejes equivalentes de aproximadamente 2 millones de ejes equivalentes para el sentido 12

y de 1.4 millones de ejes equivalentes para el sentido 34. Este plus genera que la diferencia de ejes equivalentes calculados con ambas clasificaciones cambie, generando mayor disminución en el sentido 34 que en el sentido 12.

V COMPARACIÓN DE LA SENSIBILIDAD DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO: MATERIALES

En este capítulo se presenta el análisis realizado a los materiales seleccionados en el capítulo 3. Primero se presenta el diseño de las estructuras del escenario base sobre las cuales se aplican las modificaciones y se comparan utilizando la metodología de la vida útil.

5.1 Diseño de las estructuras del escenario base

Para el diseño de las estructuras del escenario base se utilizó la clasificación vehicular propuesta, la estación empleada correspondió a la estación de San Francisco de Mostazal. El TMDA para tránsito bajo fue de 164 veh/día, para tránsito medio 1000 veh/día y para tránsito alto 2740 veh/día. El clima utilizado fue el obtenido por Merino para la ciudad de Chillan. La tasa de crecimiento del tránsito fue del 5 %. Los materiales del diseño base correspondieron a los definidos como diseño 1, dependiendo del caso analizado el suelo de fundación tenía un CBR de 5% o de 15 %.

Tabla V-1 Casos analizados

CASOS	TRÁNSITO	Eeq	CLIMA	CONF.	CBR	CARPETA	CI	PG	LIGADO
1	BAJO	2,646,671	SUR	60%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
2	BAJO	2,646,671	SUR	80%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
3	BAJO	2,646,671	SUR	60%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
4	BAJO	2,646,671	SUR	80%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	64-22	SI
5	MEDIO	16,100,749	SUR	60%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
6	MEDIO	16,100,749	SUR	80%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
7	MEDIO	16,100,749	SUR	60%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
8	MEDIO	16,100,749	SUR	80%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	70-22	SI
9	ALTO	44,111,645	SUR	60%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI
10	ALTO	44,111,645	SUR	80%	5%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI
11	ALTO	44,111,645	SUR	60%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI
12	ALTO	44,111,645	SUR	80%	15%	DISEÑO 1	DISEÑO 1	82-22	SI

Fuente: Elaboración propia.

La memoria de cálculo de los diseños utilizando el método AASHTO 93 se presenta en el anexo C. En la Tabla V-2, Tabla V-3 y Tabla V-4 se presenta el resumen con los espesores de las estructuras.

Tabla V-2 Espesores de diseño, Tránsito Bajo.

	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
MÉTODO	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93
AC cm	8	5	5	5	5	5	5	5
CI cm		6.5	5	7.5		6.5		7.5
BG cm	24	30	20	15	15	15	15	18
SB cm				20				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla V-3 Espesores de diseño, Tránsito Medio.

	CASO 5		CASO 6		CASO 7		CASO 8	
MÉTODO	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93
AC cm	6.5	6	8	7	6.5	6	8	7
CI cm	11	9.5	12.5	10	9.5	9.5	10	10
BG cm	20	18	20	20	20	20	20	20
SB cm	20	20	20	20				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla V-4 Espesores de diseño, Tránsito Alto.

	CASO 9		CASO 10		CASO 11		CASO 12	
MÉTODO	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93
AC cm	9	8	12.5	9	10	7	13	8
CI cm	11.5	10	15	11	11.5	11	14.5	12
BG cm	20	20	20	20	22	22	15	22
SB cm	25	25	25	25				

Fuente: Elaboración propia.

5.2 Resultados de los escenarios analizados

De la Tabla V-5 a la Tabla V-10 se presentan los resultados de los casos analizados con los respectivos escenarios. En las tablas se presenta la confiabilidad con la cual se realizó el diseño, la estructura resultante por ambas metodologías, los escenarios analizados en cada caso, la vida útil en años producto de la modificación realizada y la razón por la cual falla la estructura de pavimento.

Tabla V-5 Resultados caso 1 y caso 2.

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL AÑOS	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
60%	AC 8 BG 24	AC 5 CI 6.5 BG 30	1	1	Base 0.12	6.10	AHUE TOTAL	14.53
				2	Base 0.11	4.65	AHUE TOTAL	12.26
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				7	PG Menor	13.27	AHUE TOTAL	N.A
				8	No Ligado	5.85	AHUE TOTAL	N.A
80%	AC 5 CI 5 BG 20	AC 5 CI 7.5 BG 15 SB 20	2	1	Base 0.12	8.00	AHUE TOTAL	14.32
				2	Base 0.11	6.22	AHUE TOTAL	13.25
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	12.73	AHUE TOTAL	N.A
				7	PG Menor	13.02	AHUE TOTAL	N.A
				8	No Ligado	5.02	AHUE TOTAL	N.A

SR CBR5 % ; TRANSITO BAJO ; PG 64-22

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla V-5 se observa que para subrasantes con CBR bajo, el método ME-PDG v 1.1 presenta menores espesores que el método AASHTO 93.

Respecto a los escenarios analizados se observa una fuerte disminución en vida útil del pavimento al modificar el CBR de la base de 80 % a un coeficiente estructural de 0.12. La razón de esto, obedece a la fórmula de correlación que utiliza el método ME-PDG v 1.1, cuando ingresamos un valor de 80 % de CBR, el módulo de la base granular según

correlación es de 42205 Mpa, mientras que para un coeficiente estructural de 0.12 el módulo de la base granular es de 25714 Mpa. Por lo tanto, es más válido realizar la comparación entre los escenarios 1 y 2, para el caso 1 se presenta una pérdida de vida útil de 1.45 años para ME-PDG v 1.1 y de 2.27 años para AASHTO 93 y para el caso 2, una disminución comparativa de 1.73 años y 1.13 años para ME-PDG v 1.1 y AASHTO 93 respectivamente.

Lo anterior permite concluir que la metodología AASHTO 93 pondera de mayor forma el daño que ocasiona cambiar las propiedades de la base granular, lo anterior basados en el caso 1, en el caso 2 esta conclusión no es válida, ya que entra a participar una capa de subbase granular, generando que la pérdida de calidad de la base granular se vea ponderada por la capa de subbase granular. En general se observa que el pavimento falla por ahuellamiento total, un cambio en el PG del asfalto se ve reflejado en una pérdida de vida útil de aproximadamente 2 años, mientras que no ligar la carpeta asfáltica con la capa inmediatamente inferior genera una reducción de vida útil de 9 a 10 años.

Tabla V-6 Resultados caso 3 y caso 4.

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL AÑOS	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
60%	AC 5 BG 15	AC 5 CI 6.5 BG 15	3	1	Base 0.12	5.70	AHUE TOTAL	15.00
				2	Base 0.11	3.97	AHUE TOTAL	13.87
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				7	PG Menor	15.00	NO FALLO	N.A
				8	No Ligado	5.42	AHUE TOTAL	N.A
80%	AC 5 BG 15	AC 5 CI 7.5 BG 16	4	1	Base 0.12	5.70	AHUE TOTAL	14.04
				2	Base 0.11	3.97	AHUE TOTAL	12.65
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				7	PG Menor	15.00	NO FALLO	N.A
				8	No Ligado	5.42	AHUE TOTAL	N.A

SR CBR 15 % ; TRANSITO BAJO ; PG 64-22

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla V-6 presenta los resultados de los casos 3 y 4. Se observa de nuevo que los espesores de diseño de ambos métodos difieren en cuanto a la necesidad de una capa intermedia en la estructura de pavimento. Es importante resaltar que en el método ME-PDG v 1.1 ambos casos presentan los mismos espesores de diseño, lo anterior se presenta, porque para este método, la estructura con estos espesores y bajo estas condiciones de carga no falla, por lo que los espesores que se presentan son por razones netamente constructivas. Lo anterior significa que para subrasantes con un buen CBR y tránsito bajo independientemente del nivel de confiabilidad, los espesores de diseño son los mínimos aceptables constructivamente, sin embargo, la amplia experiencia con el método AASHTO 93 indica, que este tipo de diseños no soportan las cargas a las que se ven sometidas. Por lo tanto, la recomendación es realizar una calibración de los deterioros para el nivel de tránsito bajo para diseñar con la metodología ME-PDG v 1.1.

Respecto a la variación en los coeficientes estructurales, sucede lo mismo del caso anterior, por lo tanto es válido comparar la pérdida del escenario 1 vs el escenario 2. Se observa que para la metodología ME-PDG v 1.1 en ambos casos se presenta una reducción comparativa de 1.73 años de vida útil, por otra parte para el método AASHTO 93 se presenta una disminución de la vida útil de 1.13 años para el caso 3 y de 1.38 años para el caso 4. Lo anterior demuestra que la metodología de diseño ME-PDG v 1.1 pondera de mayor manera el cambio en las características del material. Se observa que no se presentan fallas por el cambio en los diseños de la mezcla asfáltica, de la capa intermedia y de utilizar un menor PG en el asfalto, la razón de esto, es porque los espesores de la metodología ME-PDG v 1.1 fueron obtenidos por el mínimo constructivo, no por razones estructurales, por tal motivo estas variaciones no influyen dentro de la vida útil del pavimento.

Por último, se observa que la condición de no ligar la carpeta de asfalto con la capa inmediatamente inferior presenta una reducción de la vida útil de 9.58 años, lo que en porcentaje respecto al periodo de diseño representa el 63.8 %. De lo anterior se

evidencia, la importancia de cumplir a cabalidad con los supuestos de diseño. La Tabla V-7 presenta el resultado de los casos analizados para transito medio y confiabilidades de 60% y 80 %. Se observa que a diferencia de los 4 casos anteriores, en los que teníamos tránsito bajo, con transito medio el PG del asfalto se debe de incrementar, llegando a un asfalto de PG 70-22.

Tabla V-7 Resultados caso 5 y caso 6.

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL AÑOS	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
60%	AC 6.5 CI 11 BG 20 SB 20	AC 6 CI 9.5 BG 18 SB 20	5	1	Base 0.12	15.00	NO FALLO	13.05
				2	Base 0.11	15.00	NO FALLO	12.01
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	12.13	AHUE AC	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	11.13	AHUE AC	N.A
				7	PG Menor	9.97	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	3.06	AHUE AC	N.A
80%	AC 8 CI 12.5 BG 20 SB 20	AC 7 CI 10 BG 20 SB 22	6	1	Base 0.12	15.00	NO FALLO	13.63
				2	Base 0.11	15.00	NO FALLO	12.51
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	13.13	AHUE AC	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	13.79	AHUE TOTAL	N.A
				7	PG Menor	11.19	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	3.96	AHUE AC	N.A

SR CBR 5 % ;TRANSITO MEDIO ;PG 70-22

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior se observa que los espesores de diseño en ambos métodos con una confiabilidad del 60% dan similares, se presenta una diferencia entre carpeta asfáltica de 0.5 cms y de capa intermedia de 1.5 cms, a medida que aumenta la confiabilidad, la diferencia entre ambos espesores de diseño aumenta, llegando a valores de 1 cms para carpeta asfáltica y de 2.5 cms para capa intermedia.

Por otra parte, se observa que la modificación del número estructural en la base granular no afecta la vida útil en el método ME-PDG v 1.1, sin embargo en el método AASHTO

93 se presenta una disminución entre escenario 1 y 2 de 1.05 años y 1.13 años de vida útil para los casos 5 y 6 respectivamente. Se observa que con este nivel de tránsito ya se empieza a notar la diferencia de tener distintos diseños de mezcla asfáltica y capa intermedia, presentándose reducción al utilizar el diseño 3 tanto para mezcla asfáltica como para capa intermedia.

Para el caso 5, utilizar un diseño 3 de carpeta asfáltica representa una disminución de 2.87 años y utilizar un diseño 3 de capa intermedia de 3.87 años. Para el caso 6, la reducción por la variación del diseño de la mezcla asfáltica a diseño 3 es de 1.87 años mientras que para la capa intermedia es de 1.21 años. Lo anterior evidencia que a mayor espesor de diseño de las capas analizadas el efecto de utilizar uno u otro diseño se reduce significativamente.

Respecto a la variación en el PG del asfalto se observa que para el caso 5 se presenta una reducción en la vida útil de 5 años mientras que para el caso 6 la reducción es de 3.81 años. De igual manera se observa que el efecto de no ligar la carpeta asfáltica con la capa inmediatamente inferior genera las mayores reducciones en la vida útil del pavimento, llegando a valores de 13 años de pérdida de vida útil, o representado de otra manera, un 80 % de la vida útil del pavimento.

Tabla V-8 Resultados caso 7 y caso 8.

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL AÑOS	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
60%	AC 6.5 CI 9.5 BG 20	AC 6 CI 9.5 BG 20	7	1	Base 0.12	11.89	AHUE TOTAL	15.00
				2	Base 0.11	10.93	AHUE TOTAL	14.34
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	12.63	AHUE TOTAL	N.A
				7	PG Menor	13.11	AHUE TOTAL	N.A
				8	No Ligado	3.00	AHUE TOTAL	N.A

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL AÑOS	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
80%	AC 8 CI 10 BG 20	AC 7 CI 10 BG 20	8	1	Base 0.12	12.21	AHUE TOTAL	14.18
				2	Base 0.11	11.82	AHUE TOTAL	12.82
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	13.96	AHUE TOTAL	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	13.17	AHUE TOTAL	N.A
				7	PG Menor	10.99	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	2.91	AHUE TOTAL	N.A

SR CBR 15 % ; TRANSITO MEDIO ; PG 70-22

Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla V-8 se observa que los espesores de diseño por ambas metodologías se parecen aún más que en los casos anteriores, esto se debe a que la subrasante presenta un CBR mayor (15%). Se observa que las diferencias solo se presentan en la carpeta asfáltica con valores de 0.5 cms y 1 cms para una confiabilidad de 60 % y 80 % respectivamente.

Si se analiza comparativamente el escenario 1 y el escenario 2 se observa que la disminución que se presenta en la vida útil del pavimento es de 0.96 años para el caso 7 en el método ME-PDG v 1.1 y de 0.66 años para el método AASHTO 93, es importante resaltar que el escenario 1 del caso 7, la metodología de diseño AASHTO 93 no presenta disminución en vida útil esto ocurre debido a la aproximación que se realiza para que sea constructivamente razonable, esta aproximación genera una ganancia en los ejes equivalentes que soporta la estructura, por tal motivo, la ganancia de ejes equivalentes es tal que modificar el número estructural de diseño no afecta la vida útil del pavimento.

Para el caso 8 se observa que la perdida de vida útil entre los escenarios 1 y 2 para el método ME-PDG v 1.1 es de 0.39 años, mientras que para el método AASHTO 93 es de 1.36 años. Para los escenarios en los que se modificó la mezcla de diseño tanto de carpeta asfáltica como de capa intermedia se observa que la disminución en la vida útil del pavimento se empieza a presentar con el diseño 3 tanto para mezcla asfáltica como

para capa intermedia. Por otra parte, utilizar un PG menor al de diseño se ve representado en la disminución de la vida útil del pavimento de 2 y 4 años, para el caso 7 y 8 respectivamente. De nuevo se observa que no ligar la carpeta asfáltica representa una disminución en la vida útil de aproximadamente un 80 %.

La Tabla V-9 presenta los resultados para los casos 9 y 10 analizados, estos casos corresponden a diseños para tránsito alto, se observa que el primer parámetro que se debe de modificar corresponde al grado de comportamiento del asfalto, el cual se debe de aumentar a PG 82-22.

En los espesores de diseño se observa que para una confiabilidad del 60 % hay diferencias de 1 cms y de 1.5 cms para carpeta asfáltica y capa intermedia respectivamente. Cuando aumentamos la confiabilidad a 80 % la diferencia de espesores entre ambos métodos se incrementa, llegando a valores de 3.5 cms y 4 cms para carpeta asfáltica y capa intermedia respectivamente.

Tabla V-9 Resultados caso 9 y caso 10.

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
60%	AC 9 CI 11.5 BG 20 SB 25	AC 8 CI 10 BG 20 SB 25	9	1	Base 0.12	15.00	NO FALLO	14.12
				2	Base 0.11	15.00	NO FALLO	13.00
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	13.04	AHUE AC	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	14.11	AHUE AC	N.A
				7	PG Menor	11.99	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	3.14	AHUE AC	N.A
80%	AC 12.5 CI 15 BG 20 SB 25	AC 9 CI 11 BG 20 SB 25	10	1	Base 0.12	15.00	NO FALLO	12.77
				2	Base 0.11	15.00	NO FALLO	11.75
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	12.95	AHUE AC	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				7	PG Menor	12.03	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	6.17	AHUE AC	N.A

SR CBR 5 % ; TRANSITO ALTO ; PG 82-22

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que la variación en el coeficiente estructural de la base granular no afecta la vida útil del pavimento en el método ME-PDG v 1.1, por su parte, en el método AASHTO 93 si se realiza una comparación entre los escenarios 1 y 2 se observa una diferencia en la reducción de la vida útil de 1.12 años en el caso 9 y de 1.02 años en el caso 10.

De nuevo se observa que los escenarios en los cuales se modifican los diseños de la carpeta asfáltica y de la capa intermedia, el diseño que falla es el diseño 3. Por su parte utilizar un PG de asfalto menor al PG de diseño, en ambos casos se disminuye la vida útil del pavimento en aproximadamente 3 años. De nuevo la modificación que más disminuye la vida útil del pavimento corresponde a la condición de liga, presentándose una disminución de 12.95 años para el caso 9 y 11 años para el caso 10.

La Tabla V-10 presenta los resultados de los casos 11 y 12. Respecto a los espesores se observan diferencias considerables en la mezcla asfáltica, diferencias de 3 cms y 5 cms para un nivel de confiabilidad de 60 % y 80 % respectivamente. Por su parte se observa que la capa de binder presenta menor diferencia, siendo estas de 0.5 y 2.5 cms para el caso 11 y 12 respectivamente.

Tabla V-10 Resultados caso 11 y caso 12.

CONF.	ESTRUCTURA		CASO	ESCENARIO	MODIFICO	ME-PDG v 1.1		AASHTO 93
	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93				VIDA ÚTIL	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
60%	AC 10 CI 11.5 BG 22	AC 7 CI 11 BG 22	11	1	Base 0.12	15.00	NO FALLO	14.58
				2	Base 0.11	15.00	NO FALLO	13.11
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	13.00	AHUE AC	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				7	PG Menor	12.13	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	3.19	AHUE AC	N.A

ESTRUCTURA							ME-PDG v 1.1	AASHTO 93
CONF.	ME-PDG v 1.1	AASHTO 93	CASO	ESCENARIO	MODIFICO	VIDA ÚTIL	RAZÓN FALLA	VIDA ÚTIL AÑOS
80%	AC 13 CI 14.5 BG 15	AC 8 CI 12 BG 22	12	1	Base 0.12	15.00	NO FALLO	13.86
				2	Base 0.11	15.00	NO FALLO	12.51
				3	MA Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				4	MA Diseño 3	12.90	AHUE AC	N.A
				5	CI Diseño 2	15.00	NO FALLO	N.A
				6	CI Diseño 3	15.00	NO FALLO	N.A
				7	PG Menor	12.25	AHUE AC	N.A
				8	No Ligado	7.12	AHUE AC	N.A

SR CBR 15 % ; TRANSITO ALTO ; PG 82-22

Fuente: Elaboración propia.

Se observa en general que las modificaciones que producen fallas lo hacen por ahuellamiento en la mezcla asfáltica. La única modificación a la mezcla de diseño que genera falla es el diseño 3, tanto de mezcla asfáltica como de capa intermedia.

Respecto a la modificación de los coeficientes estructurales de la capa de base granular se observa que no se presenta reducción en la vida útil para la metodología de diseño ME-PDG v 1.1, para el método AASHTO 93 se presenta una reducción de la vida útil de 1.47 años y 1.35 años para los casos 11 y 12. El efecto de tener un asfalto con menor PG se ve representado en la disminución de la vida útil de aproximadamente 3 años, mientras que no tener ligada las capas representa una disminución de 11.81 años para el caso 11 y de 7.88 años para el caso 12.

5.3 Análisis de las mezclas asfálticas de diseño

Una vez analizado caso por caso se realizó un análisis de las mezclas de diseño que se eligieron para realizar los escenarios 3, 4, 5 y 6. El objetivo del análisis es identificar las mezclas que tienen el mejor comportamiento en las modelaciones, para esto se calculó la diferencia entre la confiabilidad que predecía la mezcla del caso base, con la

confiabilidad predicha con la mezcla que se modificó. Los resultados de esta diferencia, se presentan en las figuras comprendidas entre la Figura V-1 y la Figura V-5.

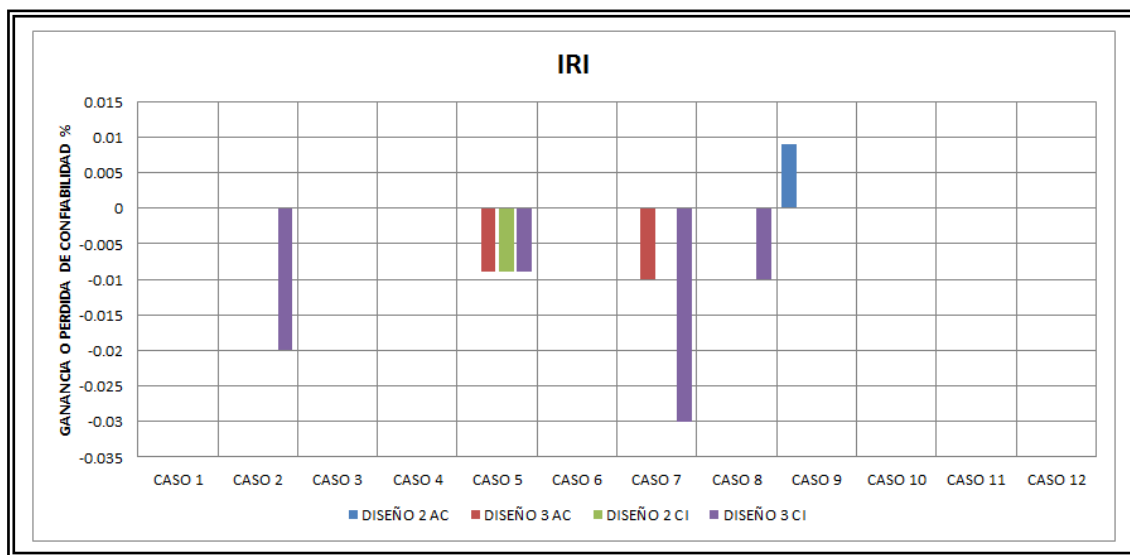


Figura V-1 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de IRI con respecto a las mezclas de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura V-1 se observa que la influencia de las mezclas en el valor de confiabilidad predicho para el IRI es insignificante, los valores están comprendidos entre -0,03 % y 0.01 %. Sin embargo, se observa que de las mezclas la que tiene el peor comportamiento es el diseño 3 de la capa intermedia. La Figura V-2 presenta el comportamiento para las grietas longitudinales, se observa que la capa intermedia no tiene mayor participación en este tipo de grietas, sin embargo, se observa que el diseño 3 de la carpeta asfáltica es el que presenta el peor comportamiento.

La Figura V-3 presenta la variación de la predicción de la confiabilidad con el cambio de mezcla para el deterioro tipo piel de cocodrilo. Se observa que a diferencia de los anteriores indicadores, el diseño de la mezcla tiene mayor participación, presentando en algunos puntos diferencias de hasta un 12 % con respecto a la confiabilidad predicha

para la condición base. Se observa que el diseño 3 para capa intermedia es el que presenta la mayor reducción de la confiabilidad, por otro lado, el diseño 2 de carpeta asfáltica y de capa intermedia comienza a mejorar levemente la confiabilidad calculada con el diseño 1.

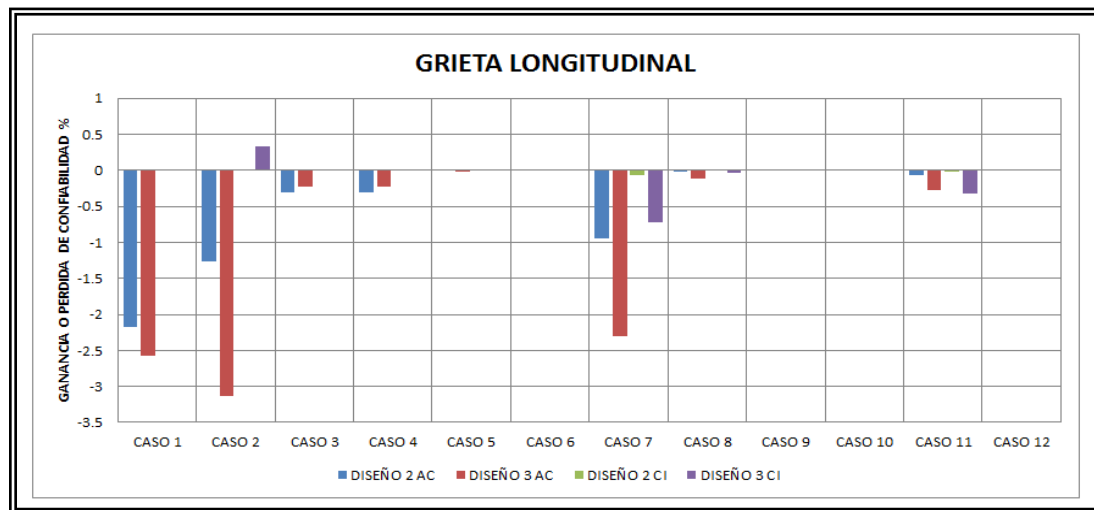


Figura V-2 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de grieta longitudinal con respecto a las mezclas de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

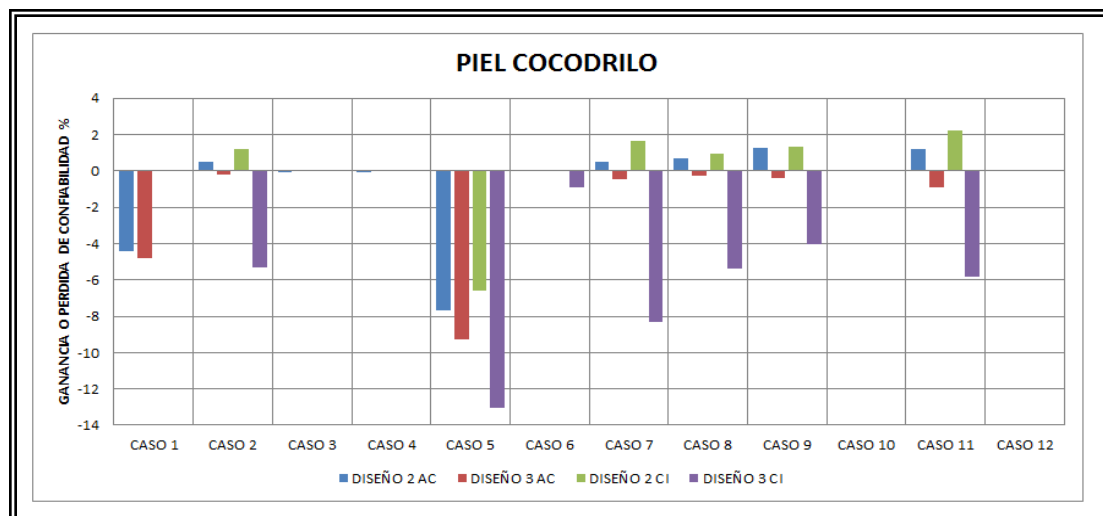


Figura V-3 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de piel de cocodrilo con respecto a las mezclas de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura V-4 presenta el comportamiento de la variación de la confiabilidad para el ahuellamiento en la mezcla asfáltica, se observa que el diseño 2 de la mezcla asfáltica presenta mejor comportamiento frente a este tipo de deterioro, por su parte, el diseño 3 tanto de la mezcla asfáltica como de la capa intermedia son los que peor respuesta presentan ante este indicador.

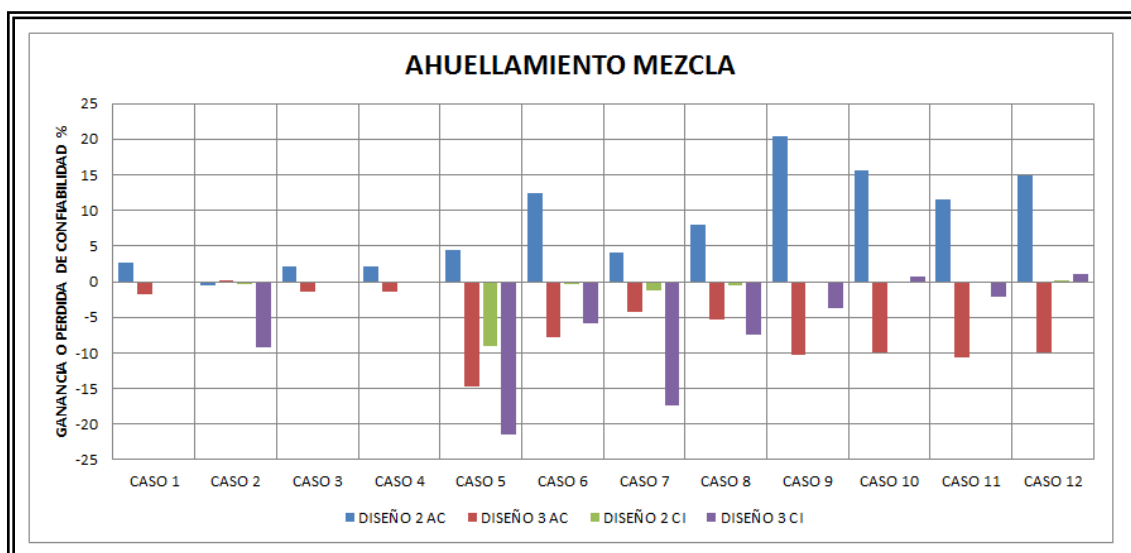


Figura V-4 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de ahuellamiento de la mezcla con respecto a las mezclas de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura V-5 se presenta el comportamiento del ahuellamiento frente a la variación de las mezclas de diseño. Se observa, como era de esperarse, la influencia de la mezcla en este tipo de deterioro. Se ratifica que el diseño 3 tanto de mezcla asfáltica como de capa intermedia presentan los peores comportamientos, mientras que el diseño 2 de carpeta asfáltica tiene un mejor comportamiento que la mezcla usada en el caso base.

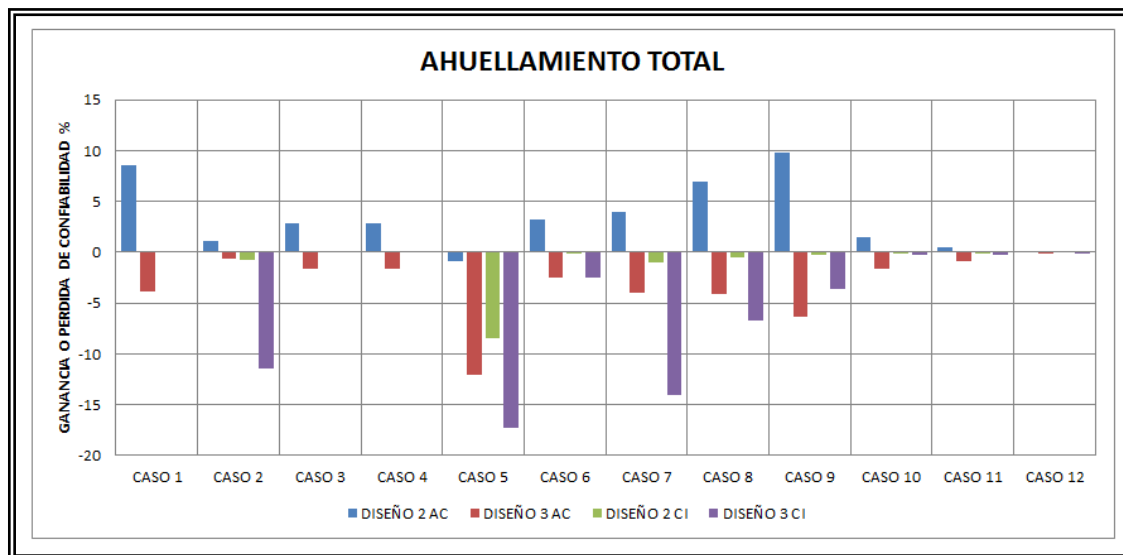


Figura V-5 Análisis de la influencia en la confiabilidad del valor de ahuellamiento total con respecto a las mezclas de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Las conclusiones que se presentan a continuación se encuentran dentro del marco de los alcances definidos en el diseño experimental, dentro de los cuales es importante recordar los siguientes; el clima utilizado correspondió a la ciudad de Chillan, los modelos de deterioro utilizados en el estudio no están calibrados a la realidad chilena, la caracterización de los materiales asfálticos se realizó en un nivel 3 y la caracterización de los materiales granulares en un nivel 2. Sin embargo, lo anterior no modifica las condiciones globales del estudio.

De la investigación realizada se observó que para llevar a cabo un análisis comparativo entre los métodos de diseño AASHTO 93 y ME-PDG v 1.1, es necesario llevar los resultados a un punto donde ambos métodos convergen, como es el caso de la disminución en la vida útil. Sin embargo, debido a que ambos métodos manejan las variables y parámetros de diseño de una manera significativamente diferente, no se hace posible, aun analizando en el punto de convergencia de ambos métodos, realizar una comparación “uno a uno”, ya que la caracterización de algunos parámetros y variables de diseño en el método de diseño AASHTO 93 se realiza de manera empírica, lo que no hace posible comparar una modificación de alguno de estos parámetros y variables de diseño en el método ME-PDG v 1.1, es el caso del diseño de la mezcla asfáltica y de la capa intermedia.

Por otra parte, al realizar un estudio comparativo de manejo de las variables y parámetros de diseño de ambos métodos, se concluye que realizar una clasificación vehicular del tránsito más detallada en el método AASHTO 93, genera mayor exactitud en cuanto a la cuantificación del tránsito por medio de ejes equivalentes. De los resultados obtenidos, se observa que realizar la clasificación vehicular más detallada

genera un aumento en la cantidad de ejes equivalentes en un porcentaje comprendido entre 2.67 % y 15.22%.

Así mismo, se evidenció que el método de diseño ME-PDG no soluciona una de las principales deficiencias conocidas del método AASHTO 93, como lo son los diseños para volúmenes de tránsito bajo. Se observa que las estructuras de diseño con los volúmenes de tránsito bajo (volúmenes definidos en el presente estudio), presentan espesores más bajos que los resultantes con el método AASHTO 93. De la amplia experiencia en la aplicación del método AASHTO 93 es bien conocido que las estructuras con los espesores resultantes con el método ME-PDG fallan antes del periodo de diseño. Por tal motivo, de implementarse el método ME-PDG es necesario realizar una calibración de los modelos de deterioro separando según el volumen de tránsito a diseñar.

6.1.1 Conclusiones del análisis del tránsito

Se observa que cuando se analiza la sobrecarga con factores de estratigrafía de carga, los vehículos que mayor daño generan son los camiones simples, sin embargo, cuando se analiza por espectros de carga se observa que los camiones de más de 2 ejes generan un mayor daño cuando se presenta tránsito alto, la razón de esto, es porque el cuenco que afecta la estructura de pavimento es mucho mayor.

La metodología de diseño ME-PDG v 1.1 indica que la sobrecarga en los ejes dobles genera un mayor daño en el ahuellamiento de la mezcla asfáltica, llegando a superar la disminución en la vida útil que predice el método AASHTO 93. Por otra parte, evidencia la importancia de escoger el tipo de asfalto que se emplea en la mezcla asfáltica de acuerdo no solo a la temperatura a la cual va a estar expuesto el pavimento, sino también a las cargas que soportará durante la vida útil.

Las curvas comparativas de comportamiento de la sobrecarga para tránsito bajo presentan una geometría similar en ambos métodos de diseño, esto a pesar de la notable diferencia que se presenta en términos de espesores de la estructura de pavimento. Los resultados son muy próximos en los primeros 32 escenarios, llama la atención la separación que se presenta entre las curvas de los escenarios 33 al 48, esto indica el mayor efecto que generan los espectros de carga con respecto a los factores de estratigrafía de carga para los camiones de más de 2 ejes.

Sin embargo, para tránsito medio y alto las curvas comparativas del método ME-PDG v 1.1 no presentan diferencias notables, al analizar los resultados de ambos rangos de tránsito, se observa que los deterioros predichos el ahuellamiento en la mezcla asfáltica es similar en cada uno de los escenarios evaluados, sin embargo, los espesores de diseño y el tipo de asfalto empleado es diferente. Lo anterior conlleva a evaluar de mejor manera la mezcla asfáltica y el modelo de deterioro del ahuellamiento de la misma, ya que una vez más se presenta como el deterioro dominante para cumplir en los diseños desarrollados por esta metodología.

Una clasificación vehicular más detallada aumenta en la mayoría de los casos los ejes equivalentes de diseño, se observa que el aumento en la cantidad de ejes equivalentes está comprendido entre un 2.67 % y un 15.22%. Por otra parte dos estaciones de pesaje (Los Ángeles y Concepción) en uno de sus sentidos de circulación del tránsito presentan disminución en términos de ejes equivalentes del 1.43 % y 1.23 %

Del análisis de la vida útil del pavimento realizado con la información de San Francisco de Mostazal del año 2011, se observó que este aumento en los ejes equivalentes de diseño, equivale a la reducción de la vida útil del pavimento de hasta 1.2 años por la metodología AASHTO 93. Es importante resaltar que la mayor reducción se obtuvo en el sentido 34, sentido en el cual la diferencia con respecto a los ejes equivalentes calculados por la clasificación actual era de apenas un 2.27 %. En el otro sentido, a pesar

de tener mayor diferencia en porcentaje de ejes equivalentes calculados, no se obtiene una mayor reducción, debido a las aproximaciones realizadas para tener un espesor constructivamente viable.

El análisis de la vida útil del pavimento realizado con la metodología de diseño ME-PDG v 1.1 es congruente con las diferencias porcentuales que presentan ambos sentidos de circulación y con ambas clasificaciones vehiculares. La razón de lo anterior es por la confiabilidad con la cual se cumplieron los parámetros de diseño, valores muy próximos al umbral de 70 % definido como criterio de aprobación.

Es de gran importancia realizar un estudio de la clasificación vehicular en zonas donde no se cuenta con estaciones de pesaje fijas, ya que en estos sitios, los valores de FEC de los vehículos de más de 2 ejes se podrían incrementar significativamente, generando aún mayores diferencias de los ejes equivalentes calculados entre ambas clasificaciones.

Del cálculo de los FEC de cada estación de pesaje en el sentido 12, se observa que para la clasificación actual los mayores valores de FEC se obtienen en la estación Los Ángeles mientras que los menores valores en la estación La Negra. Cuando se realiza una clasificación más detallada los mayores valores continúan siendo los de la estación Los Ángeles, sin embargo, los menores valores se alternan según el tipo de vehículo entre las estaciones de Concepción, La Negra y San Francisco de Mostazal. En el sentido de circulación 34 la estación que presenta el menor FEC corresponde a la estación La Serena en la mayoría de las clasificaciones vehiculares.

La diferencia que se presenta en ejes equivalentes entre ambas clasificaciones, se ve más afectado por el porcentaje de participación en la composición vehicular de los camiones de 5 ejes, de 6 ejes y camiones especiales.

6.1.2 Conclusiones del análisis de los materiales.

Se observa que cuando se tiene una subrasante de buena calidad (caso 3 y caso 4), el método ME-PDG v 1.1 no presenta condición de falla alguna para espesores mínimos constructivamente, y la diferencia con respecto al método AASHTO 93 se presenta en la ausencia de una capa intermedia de diseño.

El motivo de falla del pavimento en la metodología ME-PDG v 1.1 para tránsito bajo es por ahuellamiento total, para tránsito medio se alterna entre ahuellamiento total y ahuellamiento en la mezcla asfáltica, mientras que para tránsito alto la razón por la cual fallan es por ahuellamiento en la mezcla asfáltica. La variación del coeficiente estructural de la base en el método de diseño AASHTO 93 genera una reducción en la vida útil del pavimento en un rango comprendido entre 1 y 2 años de vida útil. En el método ME-PDG v 1.1, esta disminución no se presenta en todos los casos analizados, específicamente en los casos analizados con tránsito alto, esto se debe a los altos espesores de material con ligante asfáltico, ya que estos dominan el comportamiento de la estructura diseñada. En los casos en los cuales se presenta variación en la vida útil y se tienen espesores similares con ambas metodologías de diseño (caso 7) se observa que el método ME-PDG v 1.1 pondera de mayor manera el cambio realizado.

La condición que más reduce la vida útil del pavimento es la ligazón de la carpeta asfáltica con la capa inmediatamente inferior, se observa que las disminuciones en la vida útil de la estructura de pavimento están por el orden de los 10 años a 12 años, en otras palabras, se reduce la vida útil de la estructura hasta en un 80 %.

Del análisis realizado a los tres tipos de diseño de carpeta asfáltica y capa intermedia se observó que el diseño 3 de ambas capas es el que presenta el peor comportamiento. Se observa que estas mezclas son las que presentan los mayores vacíos en el agregado

mineral y los mayores porcentajes de asfalto efectivo, sumado a lo anterior, estas mezclas poseen la menor densidad y la mayor cantidad de porcentaje de vacíos.

La variación en el tipo de mezcla tiene poca o nula influencia en el IRI, para las grietas longitudinales un mayor porcentaje de vacíos aumenta el daño predicho, para las grietas tipo piel de cocodrilo se observa que las capas intermedias con un mayor porcentaje de asfalto tienen un mejor comportamiento, mientras que para el ahuellamiento en la mezcla asfáltica los diseños con el menor porcentaje de vacíos generan los mejores resultados.

El mayor efecto de cambiar los diseños de las capas asfálticas se observan en el ahuellamiento de la mezcla asfáltica, en el ahuellamiento total y en las grietas tipo piel de cocodrilo, si bien en este último tipo de grietas la mejora en el cambio de la mezcla es diferencial, el aumento del daño es significativo, disminuyendo la confiabilidad hasta un 13 %.

6.2 Recomendaciones

El método de diseño de pavimentos flexibles ME-PDG presenta un gran avance en la manera de caracterizar los parámetros y variables de diseño, para su implementación se recomienda realizar un estudio detallado de los umbrales de diseño propios para la realidad Chilena, ya que como se expuso en la presente investigación, estos son determinantes en el cálculo de la confiabilidad y por ende en los espesores obtenidos.

Uno de los inconvenientes al cual se ve enfrentado el diseñador es la gran cantidad de información que los métodos empíricos-mecanicistas requieren, por esta razón, se

recomienda incentivar a las instituciones para que esta información se logre concentrar en un portal de fácil acceso.

De los resultados obtenidos en la investigación el presente autor recomienda realizar el proceso de calibración de los modelos de deterioro diferenciando los coeficientes de calibración para cada tipo de tránsito, ya que de la experiencia obtenida por el método AASHTO 93 se observa que los espesores de diseño para tránsito bajo obtenidos con el método de diseño ME-PDG v 1.1 son insuficientes. Así mismo, se recomienda realizar una campaña de pesaje a lo largo del territorio chileno con estaciones de pesaje móviles (WIM) con el fin de caracterizar mejor los espectros de carga, esta campaña de pesaje se debe de realizar tanto en vías principales, como vías secundarias y de menor importancia.

Esta investigación determinó que con la clasificación vehicular actual empleada en Chile los ejes equivalentes para el periodo de diseño se están subestimando, razón por la cual, se recomienda modificar la clasificación actual a una clasificación vehicular más detallada.

Se recomienda realizar un estudio de la variabilidad constructiva de las mezclas asfálticas y de capas intermedias empleadas en Chile, ya que como se presentó en la investigación anterior, pequeñas variaciones generan cambios importantes en el comportamiento a largo plazo de la estructura de pavimento.

Se recomienda realizar estudios sobre la liga de la mezcla asfáltica con la capa inmediatamente inferior, estos se pueden desarrollar mediante estudios de casos o por medio de pruebas de laboratorio, ya que como se expuso en la presente investigación, esta condición puede disminuir la vida útil del pavimento hasta en un 80 %.

BIBLIOGRAFÍA

Al-Omari, B., & Darter, M. (1994). Relationships between international roughness index and present serviceability rating. *Transportation Research Record*, (1435)

American Association of State Highway and Transportation Officials. *Mechanistic-empirical pavement design guide - A manual of practice (interim edition)* American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993a). *AASHTO guide for design of pavement structures* (4th Edition ed.) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993b). Appendix GG relationships between resilient modulus and layer coefficients. *AASHTO guide for design of pavement structures* () American Association of State Highway and Transportation Officials.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *Guide for the local calibration of the mechanistic- empirical pavement design guide* American Association of State Highway and Transportation Officials.

Barry R, C., Schwartz, C., & Boudreau, R. (2006). *Geotechnical aspects of pavements*. (No. NHI-05-037).

Carvalho, R., & Schwartz, C. (2006). Comparisons of flexible pavement designs: AASHTO empirical versus NCHRP project 1-37A mechanistic-empirical. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1947(-1), 167-174. doi:10.3141/1947-16

Delgadillo, R., Wahr, C., & Alarcon, J. (2011). Toward implementation of the *Mechanistic-empirical pavement design guide* in Latin America. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2226(-1), 142-148. doi:10.3141/2226-16

Diefenderfer, S. (2011). Evaluation of the MEPDG using asphalt material inputs obtained from plant mix. *Asphalt Paving Technology*, 80(PAGE), 101-134.

El-Badawy, S. M., Bayomy, F. M., Santi, M., & Clawson, C. W. (2011). Comparison of Idaho pavement design procedure with AASHTO 1993 and MEPDG methods. (pp. 586-595) American Society of Civil Engineers. doi:doi:10.1061/41167(398)56

FHWA. (2000). *Estimating cumulative traffic loads*. (No. RD-00-054).

Gedafa, D., Mulandi, J., Hossain, M., & Schieber, G. (2011). Comparison of pavement design using AASHTO 1993 and NCHRP mechanistic-empirical pavement design guides. *Transportation and Development Institute Congress 2011*, , 538-547. doi:10.1061/41167(398)52

Grebenschikov, S., & Prozzi, J. (2011). Enhancing *Mechanistic-empirical pavement design guide* Rutting-performance predictions with Hamburg wheel-tracking results. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2226(-1), 111-118. doi:10.3141/2226-12

Hall, K., & Muñoz, C. (1999). Estimation of present serviceability index from international roughness index. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1655(-1), 93-99. doi:10.3141/1655-13

Hall, K., Xiao, D., Pohl, E., & Wang, K. (2012). Reliability-based mechanistic-empirical pavement design with statistical methods. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2305(-1), 121-130. doi:10.3141/2305-13

Hossain, Z., & Zaman, M. (2012). Sensitivity of oklahoma binders on dynamic modulus of asphalt mixes and distress functions. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(8), 1076-1088.

Jhuma Saha, Somayeh Nassiri, Hamid Soleymani, & Alireza Bayat. (2012). *A comparative study between the Alberta transportation flexible pavement design and the MEPDG* 中華鋪面工程學會.

Johanneck, L., & Khazanovich, L. (2010). Comprehensive evaluation of effect of climate in *Mechanistic-empirical pavement design guide* Predictions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2170(-1), 45-55. doi:10.3141/2170-06

Kweon, Y., & Cottrell, B. (2011). Analysis of weigh-in-motion data for truck weight grouping in *Mechanistic-empirical pavement design guide*. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2256(-1), 169-178. doi:10.3141/2256-20

Méndez, M. L., & Alvarenga, E. R. (2006). Consideraciones sobre el parámetro confiabilidad (R), utilizado en el diseño de pavimentos según la AASHTO-93.

Merino M, J. O. (2010). *Metodología de elaboración de datos de tránsito y clima para el diseño de pavimentos flexibles usando MEPDG en chile*. Universidad de Concepción).

Ministerio de Obras Públicas. (2012). In Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. (Ed.), *Manual de carreteras volumen n° 3 : Instrucciones y criterios de diseño*. Chile:

Mohammad, L., Elseifi, M., Cooper, S., & Raghavendra, A. (2012). Evaluating effects of volumetric and mechanistic test variability on predicted performance of asphalt pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2268(-1), 43-49. doi:10.3141/2268-06

Parker S, R. A. (2004). *Generación de espectros de cargas por eje para rutas de la región metropolitana*. Universidad Técnica Federico Santa María.).

Peters-Davis, K., & H. Timm, D. D. (2009). Recalibration of the asphalt layer coefficient.

Romanoschi, S., Momin, S., Bethu, S., & Bendana, L. (2011). Development of traffic inputs for NewMechanistic-empirical pavement design guide. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2256(-1), 142-150. doi:10.3141/2256-17

Saha, J., Nassiri, S., Bayat, A., & Soleymani, H. (2012). Evaluation of the effects of Canadian climate conditions on the MEPDG predictions for flexible pavement performance. *International Journal of Pavement Engineering*, , 1-10. doi:10.1080/10298436.2012.752488

Schuwartz, C. W., Li, R., Kim, S. H., & Ceylan, H. (2011). *Sensitivity evaluation of MEPDG performance prediction*. ().

Timm, D., & Vargas-Nordbeck, A. (2012). Structural coefficient of open-graded friction course. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2305(-1), 102-110. doi:10.3141/2305-11

ANEXOS

A. ANEXO A: SOBRECARGA VEHICULAR

MÉTODO AASHTO 93

Tabla A-1 Ejes equivalentes de diseño, Tránsito Bajo.

AÑO	TMDAC	TRAFICO ANUAL	B+2E	C2E	C+2E	B+2E	C2E	C+2E	Eeqs	Eeqs Acum
1	250	91,250	30,414	30,414	30,414	0.933	1.568	1.131	110,462	110,462
2	263	95,813	31,934	31,934	31,934	0.933	1.568	1.131	115,985	226,447
3	276	100,603	33,531	33,531	33,531	0.933	1.568	1.131	121,785	348,232
4	289	105,633	35,208	35,208	35,208	0.933	1.568	1.131	127,874	476,106
5	304	110,915	36,968	36,968	36,968	0.933	1.568	1.131	134,268	610,374
6	319	116,461	38,816	38,816	38,816	0.933	1.568	1.131	140,981	751,355
7	335	122,284	40,757	40,757	40,757	0.933	1.568	1.131	148,030	899,385
8	352	128,398	42,795	42,795	42,795	0.933	1.568	1.131	155,432	1,054,817
9	369	134,818	44,935	44,935	44,935	0.933	1.568	1.131	163,203	1,218,020
10	388	141,559	47,182	47,182	47,182	0.933	1.568	1.131	171,363	1,389,383
11	407	148,637	49,541	49,541	49,541	0.933	1.568	1.131	179,931	1,569,314
12	428	156,068	52,018	52,018	52,018	0.933	1.568	1.131	188,928	1,758,242
13	449	163,872	54,619	54,619	54,619	0.933	1.568	1.131	198,374	1,956,616
14	471	172,065	57,349	57,349	57,349	0.933	1.568	1.131	208,293	2,164,909
15	495	180,669	60,217	60,217	60,217	0.933	1.568	1.131	218,708	2,383,617

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-2 Ejes equivalentes de diseño, Tránsito Medio.

AÑO	TMDAC	TRAFICO ANUAL	B	C2E	C+2E	B+2E	C2E	C+2E	Eeqs	Eeqs Acum
1	1,780	649,700	216,545	216,545	216,545	0.914	1.546	1.107	772,416	772,416
2	1,869	682,185	227,372	227,372	227,372	0.914	1.546	1.107	811,037	1,583,453
3	1,962	716,294	238,741	238,741	238,741	0.914	1.546	1.107	851,589	2,435,042
4	2,061	752,109	250,678	250,678	250,678	0.914	1.546	1.107	894,168	3,329,210
5	2,164	789,714	263,212	263,212	263,212	0.914	1.546	1.107	938,877	4,268,087
6	2,272	829,200	276,372	276,372	276,372	0.914	1.546	1.107	985,820	5,253,907
7	2,385	870,660	290,191	290,191	290,191	0.914	1.546	1.107	1,035,111	6,289,018
8	2,505	914,193	304,701	304,701	304,701	0.914	1.546	1.107	1,086,867	7,375,885
9	2,630	959,903	319,936	319,936	319,936	0.914	1.546	1.107	1,141,210	8,517,095
10	2,761	1,007,898	335,932	335,932	335,932	0.914	1.546	1.107	1,198,271	9,715,366
11	2,899	1,058,293	352,729	352,729	352,729	0.914	1.546	1.107	1,258,184	10,973,550
12	3,044	1,111,207	370,365	370,365	370,365	0.914	1.546	1.107	1,321,094	12,294,644
13	3,197	1,166,768	388,884	388,884	388,884	0.914	1.546	1.107	1,387,148	13,681,792
14	3,356	1,225,106	408,328	408,328	408,328	0.914	1.546	1.107	1,456,506	15,138,298
15	3,524	1,286,362	428,744	428,744	428,744	0.914	1.546	1.107	1,529,331	16,667,629

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-3 Ejes equivalentes de diseño, Tránsito Alto.

AÑO	TMDAC	TRAFICO ANUAL	B	C2E	C+2E	B+2E	C2E	C+2E	Eeqs	Eeqs Acum
1	3,550	1,295,750	431,873	431,873	431,873	0.907	1.549	1.099	1,535,310	1,535,310
2	3,728	1,360,538	453,467	453,467	453,467	0.907	1.549	1.099	1,612,076	3,147,386
3	3,914	1,428,564	476,141	476,141	476,141	0.907	1.549	1.099	1,692,679	4,840,065
4	4,110	1,499,993	499,948	499,948	499,948	0.907	1.549	1.099	1,777,313	6,617,378
5	4,315	1,574,992	524,945	524,945	524,945	0.907	1.549	1.099	1,866,179	8,483,557
6	4,531	1,653,742	551,192	551,192	551,192	0.907	1.549	1.099	1,959,488	10,443,045
7	4,757	1,736,429	578,752	578,752	578,752	0.907	1.549	1.099	2,057,463	12,500,508
8	4,995	1,823,250	607,689	607,689	607,689	0.907	1.549	1.099	2,160,336	14,660,844
9	5,245	1,914,413	638,074	638,074	638,074	0.907	1.549	1.099	2,268,352	16,929,196
10	5,507	2,010,134	669,978	669,978	669,978	0.907	1.549	1.099	2,381,770	19,310,966
11	5,783	2,110,640	703,476	703,476	703,476	0.907	1.549	1.099	2,500,859	21,811,825
12	6,072	2,216,172	738,650	738,650	738,650	0.907	1.549	1.099	2,625,901	24,437,726
13	6,375	2,326,981	775,583	775,583	775,583	0.907	1.549	1.099	2,757,197	27,194,923
14	6,694	2,443,330	814,362	814,362	814,362	0.907	1.549	1.099	2,895,056	30,089,979
15	7,029	2,565,496	855,080	855,080	855,080	0.907	1.549	1.099	3,039,609	33,129,788

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-4 Memoria de cálculo, Sobrecarga vehicular, Transito bajo.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Carretera				Kilometraje	
Tránsito Bajo				Km i	
Pista				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 15 años	2,383,617	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	8.0	Mr:	66.60	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	70.0%	%	0.524	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	7.81	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	4.83	cm.		
7.	Coefficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.12	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	5	0.43	1.0	2.15
	Capa 2	7	0.41	1.0	2.87
	Capa 3	0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	22	0.13	1.0	2.86
	Capa 5	0	0.12	1.0	0.00
		34		N.E. Estruct.	7.88
				N.E. Asf.	5.02

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-5 Memoria de cálculo, Sobrecarga vehicular, Transito medio.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Carretera				Kilometraje	
Tránsito Medio				Km i	
Pista				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 15 años	16,667,629	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	8.0	Mr:	66.60	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	10.93	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	6.98	cm.		
7.	Coefficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.12	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	6	0.43	1.0	2.37
	Capa 2	12	0.41	1.0	4.92
	Capa 3	0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	15	0.13	1.0	1.95
	Capa 5	15	0.12	1.0	1.80
		48		N.E. Estruct.	11.04
				N.E. Asf.	7.29

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-6 Memoria de cálculo, Sobrecarga vehicular Transito alto.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Carretera				Kilometraje	
Tránsito Alto				Km i	
Pista				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 15 años	33,129,788	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	8.0	Mr:	66.60	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	12.04	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	7.75	cm.		
7.	Coefficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.12	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	9	0.43	1.0	3.87
	Capa 2	11	0.41	1.0	4.31
	Capa 3	0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	30	0.13	1.0	3.90
	Capa 5	0	0.12	1.0	0.00
		50	N.E. Estruct.		12.08
			N.E. Asf.		8.18

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-7 Factores de estratigrafía de carga Tránsito bajo, escenarios 1 al 16.

Vehículo	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
BUSES +2 EJES	0.933	1.088	1.24	1.738	2.346	1.312	1.618	2.612	3.829	1.757	2.368	4.358	6.792	2.268	3.185	6.169	9.821
CAMIONES 2 EJES	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568
CAMIONES + 2 EJES	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-8 Factores de estratigrafía de carga Tránsito bajo, escenarios 17 al 32.

Vehículo	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
BUSES +2 EJES	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933
CAMIONES 2 EJES	2.049	2.306	3.071	4.295	2.503	3.017	4.548	6.995	3.476	4.504	7.567	12.46	4.539	6.08	10.674	18.014
CAMIONES + 2 EJES	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-9 Factores de estratigrafía de carga Tránsito bajo, escenarios 33 al 48.

Vehículo	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
BUSES +2 EJES	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933	0.933
CAMIONES 2 EJES	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568	1.568
CAMIONES + 2 EJES	1.54	1.666	2.579	3.434	2.04	2.489	4.08	5.102	2.804	3.845	6.277	10.529	3.619	6.388	9.919	15.131

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-10 Factores de estratigrafía de carga Tránsito medio, escenarios 1 al 16.

Vehículo	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
BUSES +2 EJES	0.914	1.067	1.213	1.674	2.221	1.29	1.583	2.504	3.599	1.733	2.319	4.16	6.351	2.243	3.121	5.883	9.169
CAMIONES 2 EJES	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546
CAMIONES + 2 EJES	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-11 Factores de estratigrafía de carga Tránsito medio, escenarios 17 al 32.

Vehículo	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
BUSES +2 EJES	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914
CAMIONES 2 EJES	2	2.233	2.914	3.982	2.428	2.894	4.255	6.393	3.35	4.281	7.003	11.278	4.357	5.755	9.838	16.25
CAMIONES + 2 EJES	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107	1.107

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-12 Factores de estratigrafía de carga Tránsito medio, escenarios 33 al 48.

Vehículo	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
BUSES +2 EJES	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914	0.914
CAMIONES 2 EJES	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546	1.546
CAMIONES + 2 EJES	1.511	1.633	2.477	3.242	1.992	2.428	3.896	4.82	2.757	3.747	6.012	9.813	3.562	6.098	9.419	14.08

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-13 Factores de estratigrafía de carga Tránsito alto, escenarios 1 al 16.

Vehículo	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
BUSES +2 EJES	0.907	1.062	1.21	1.673	2.219	1.287	1.584	2.511	3.603	1.736	2.329	4.183	6.366	2.251	3.141	5.922	9.197
CAMIONES 2 EJES	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549
CAMIONES + 2 EJES	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-14 Factores de estratigrafía de carga Tránsito alto, escenarios 17 al 32.

Vehículo	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
BUSES +2 EJES	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907
CAMIONES 2 EJES	2.008	2.241	2.915	3.965	2.44	2.906	4.255	6.355	3.37	4.302	7	11.2	4.388	5.785	9.832	16.133
CAMIONES + 2 EJES	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099	1.099

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-15 Factores de estratigrafía de carga Tránsito alto, escenarios 33 al 48.

Vehículo	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
BUSES +2 EJES	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907	0.907
CAMIONES 2 EJES	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549	1.549
CAMIONES + 2 EJES	1.507	1.631	2.479	3.24	1.99	2.435	3.909	4.833	2.766	3.768	6.051	9.828	3.579	6.113	9.475	14.107

Fuente: Elaboración propia.

MÉTODO MEPDG V 1.1

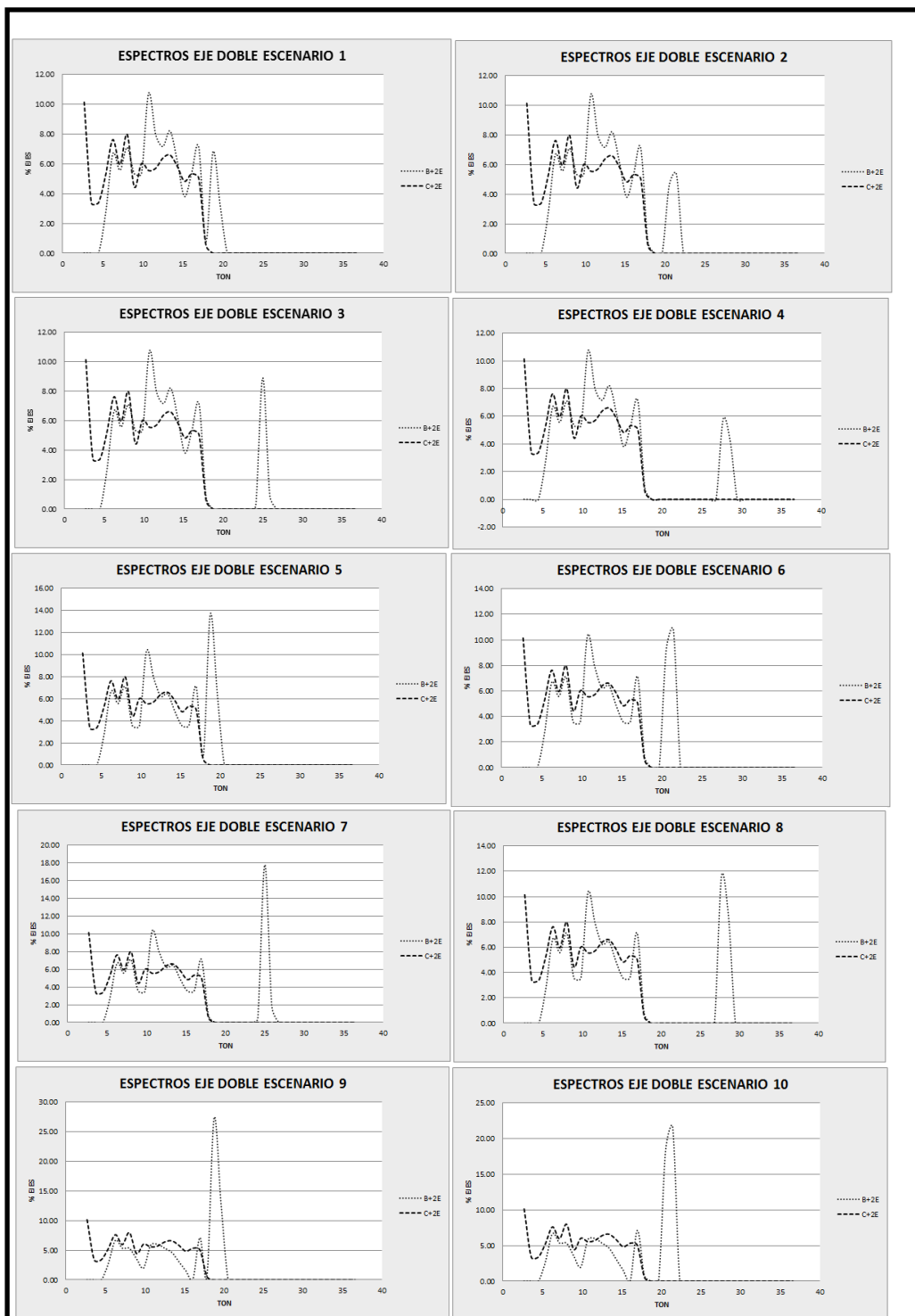


Figura A-1 Espectros de carga escenario 1 al 10.

Fuente: Elaboración propia.

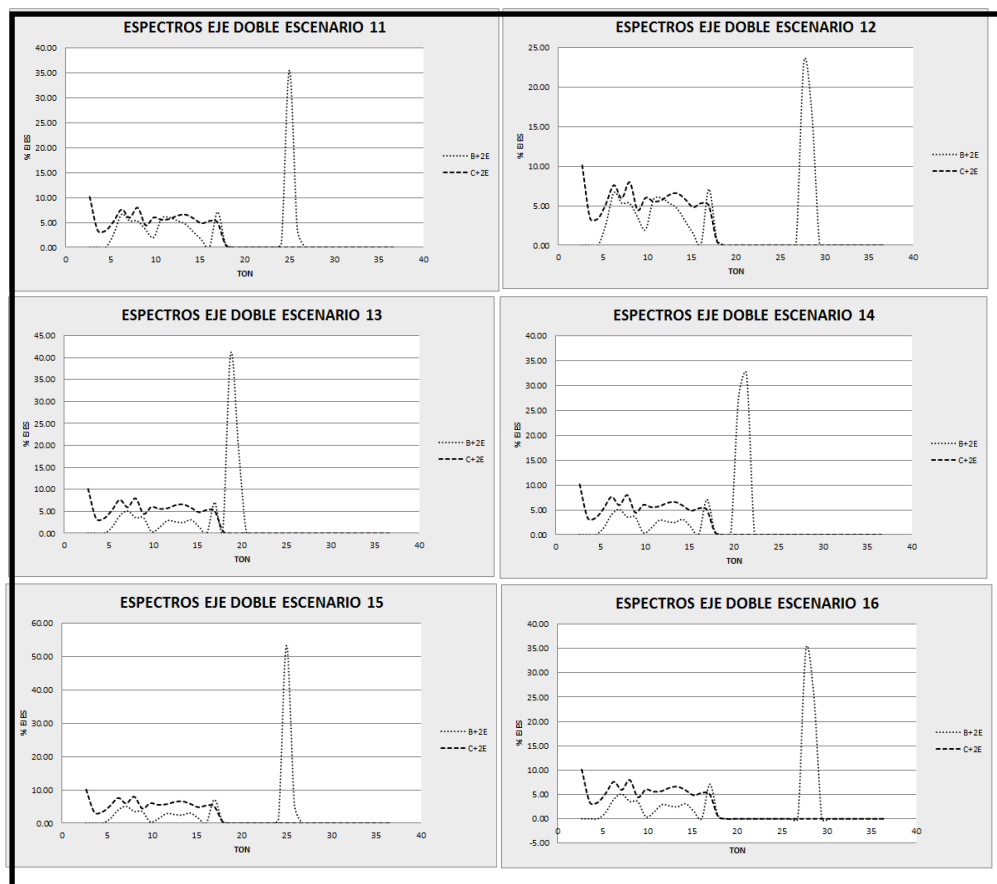


Figura A-2 Espectros de carga escenario 11 al 16.

Fuente: Elaboración propia.

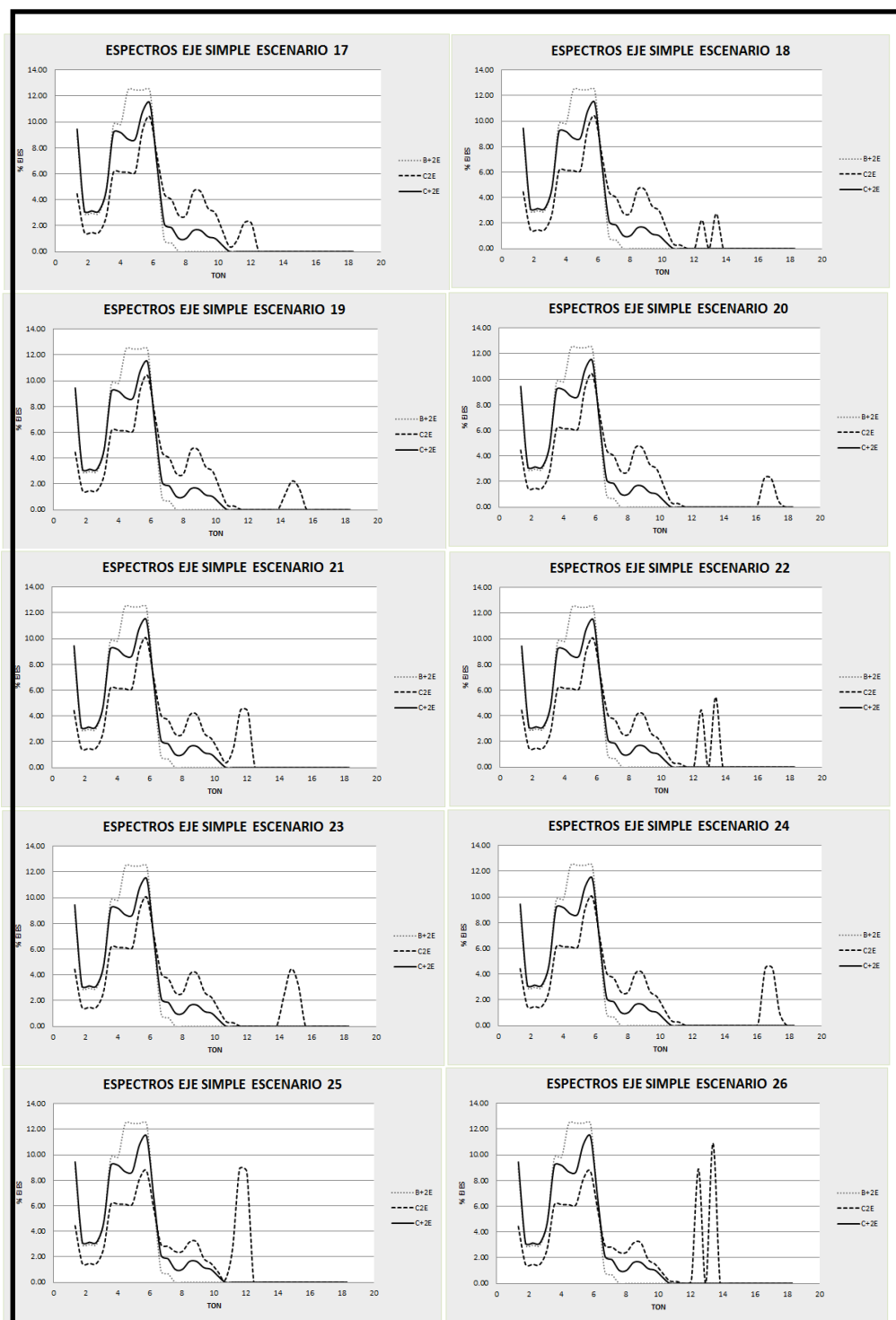


Figura A-3 Espectros de carga escenario 17 al 26.

Fuente: Elaboración propia.

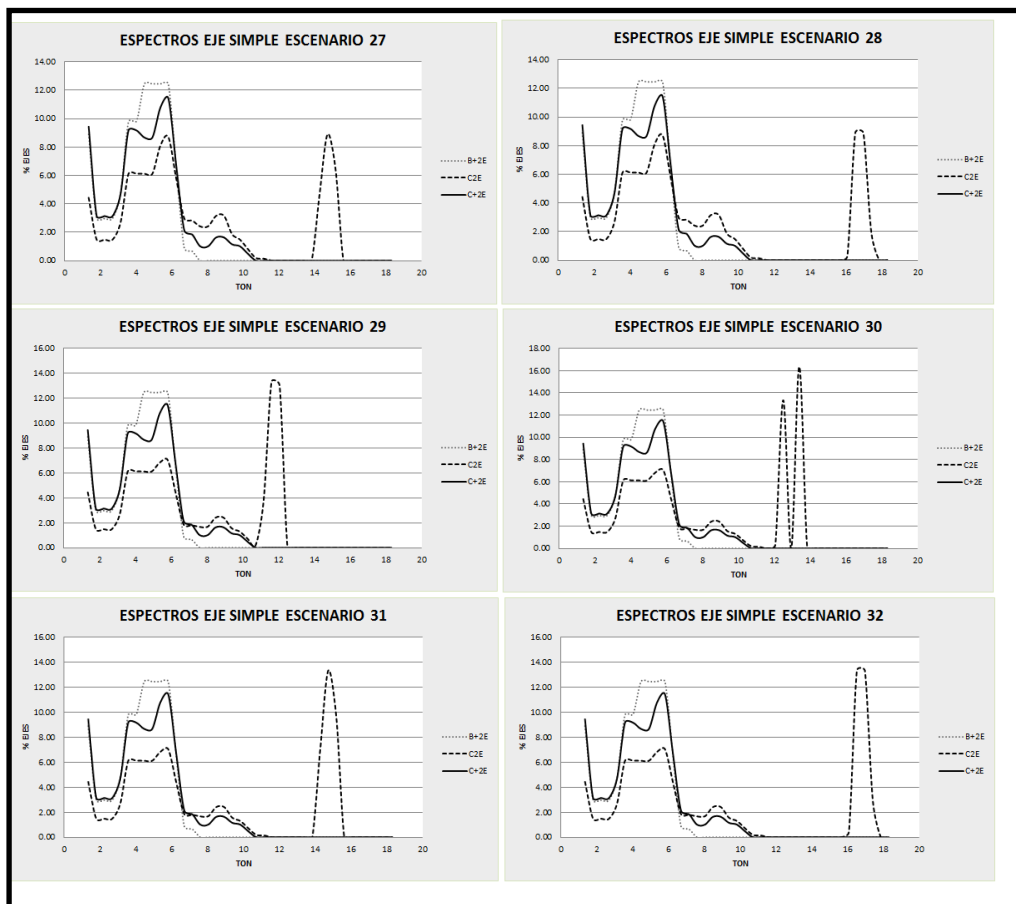


Figura A-4 Espectros de carga escenario 27 al 32.
Fuente: Elaboración propia.

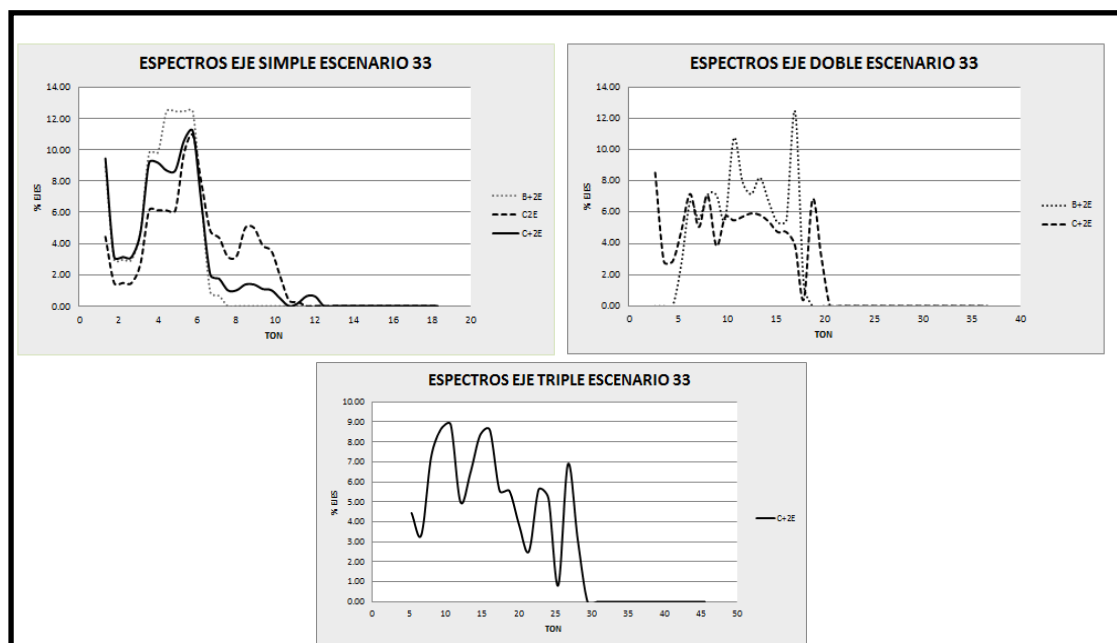


Figura A-5 Espectros de carga escenario 33.

Fuente: Elaboración propia.

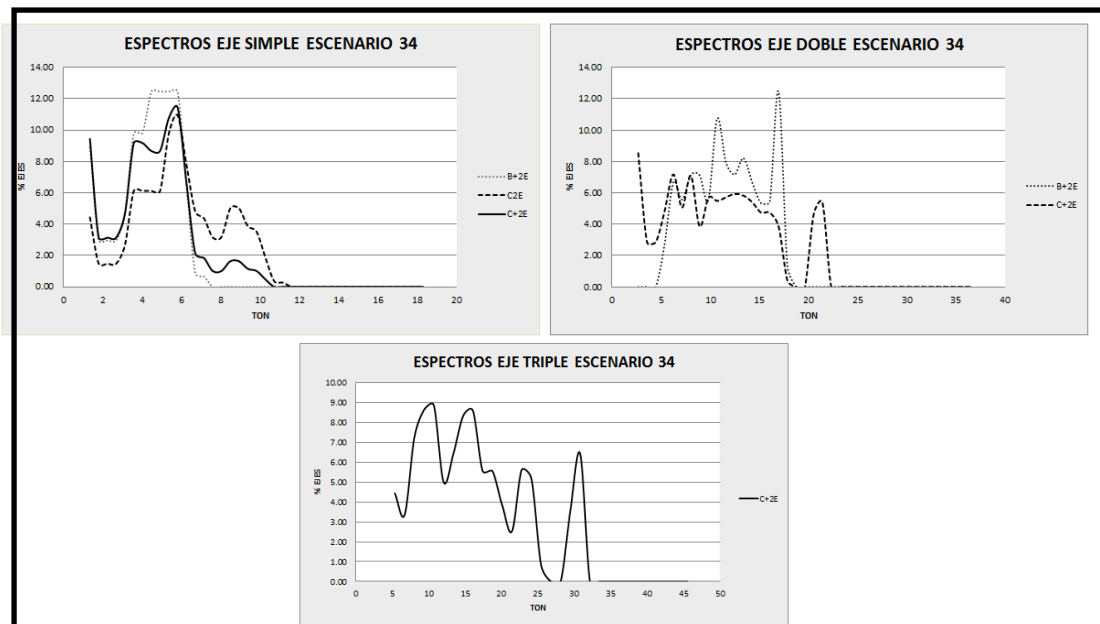


Figura A-6 Espectros de carga escenario 34.

Fuente: Elaboración propia.

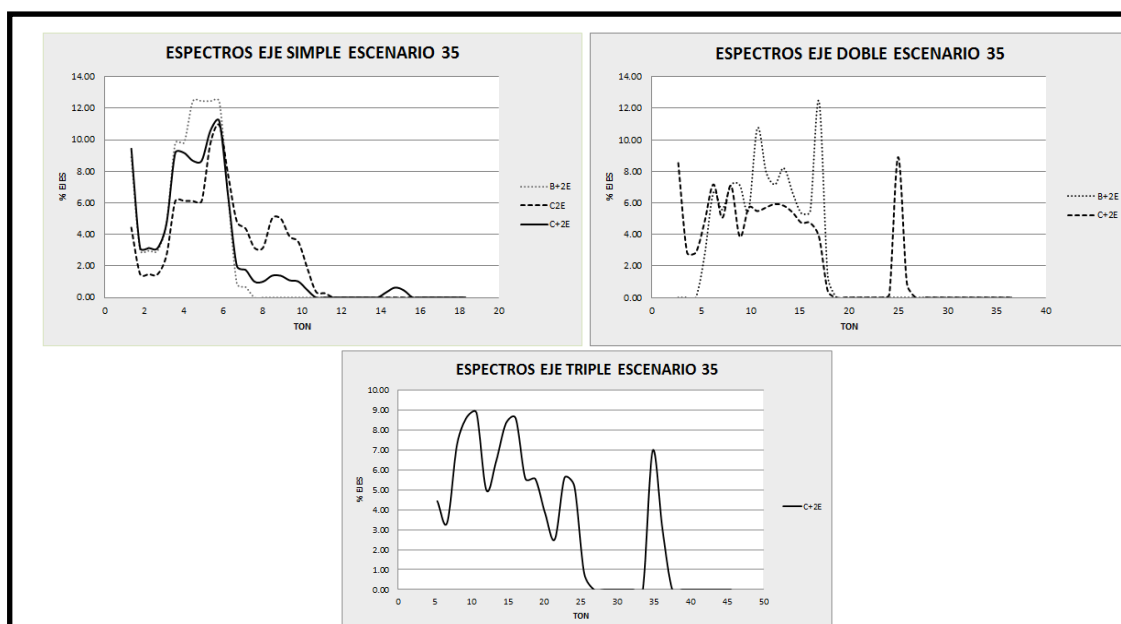


Figura A-7 Espectros de carga escenario 35.

Fuente: Elaboración propia.

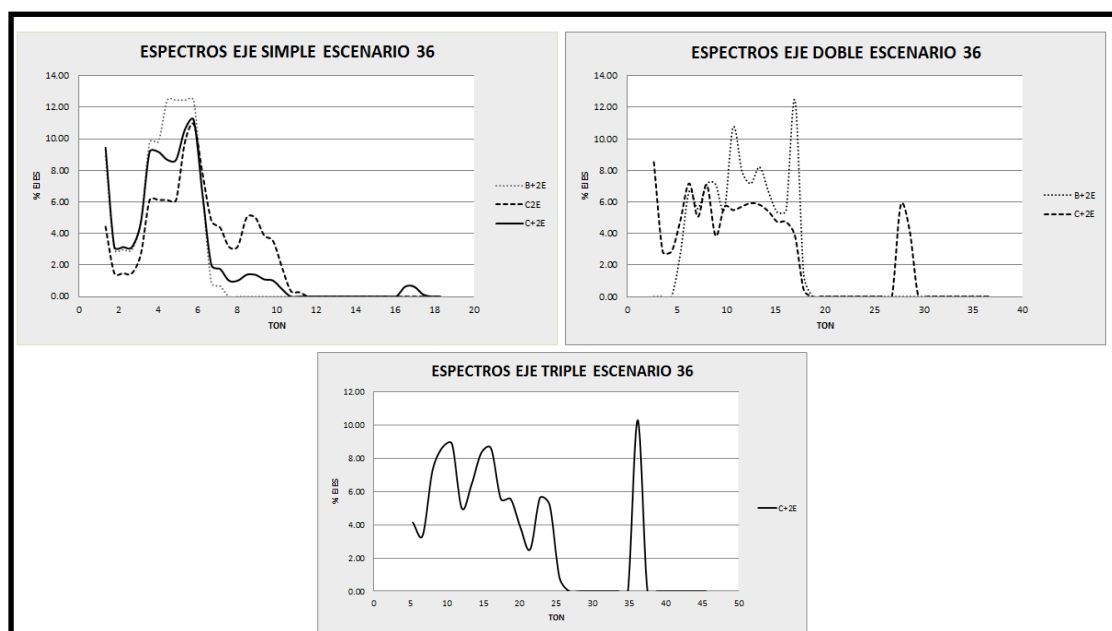


Figura A-8 Espectros de carga escenario 36.

Fuente: Elaboración propia.

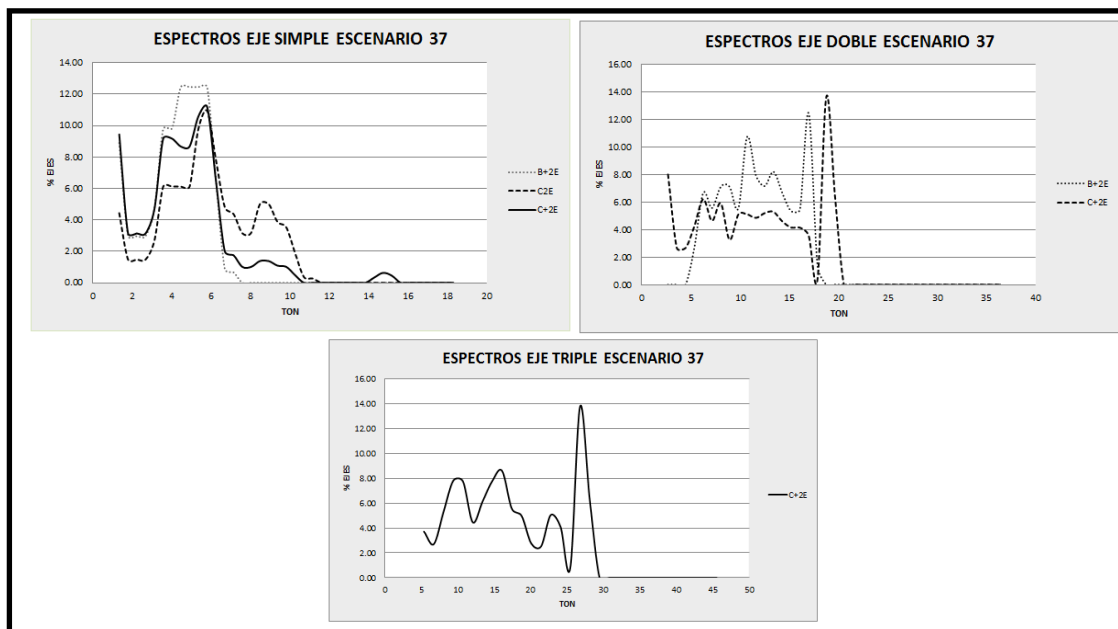


Figura A-9 Espectros de carga escenario 37.

Fuente: Elaboración propia.

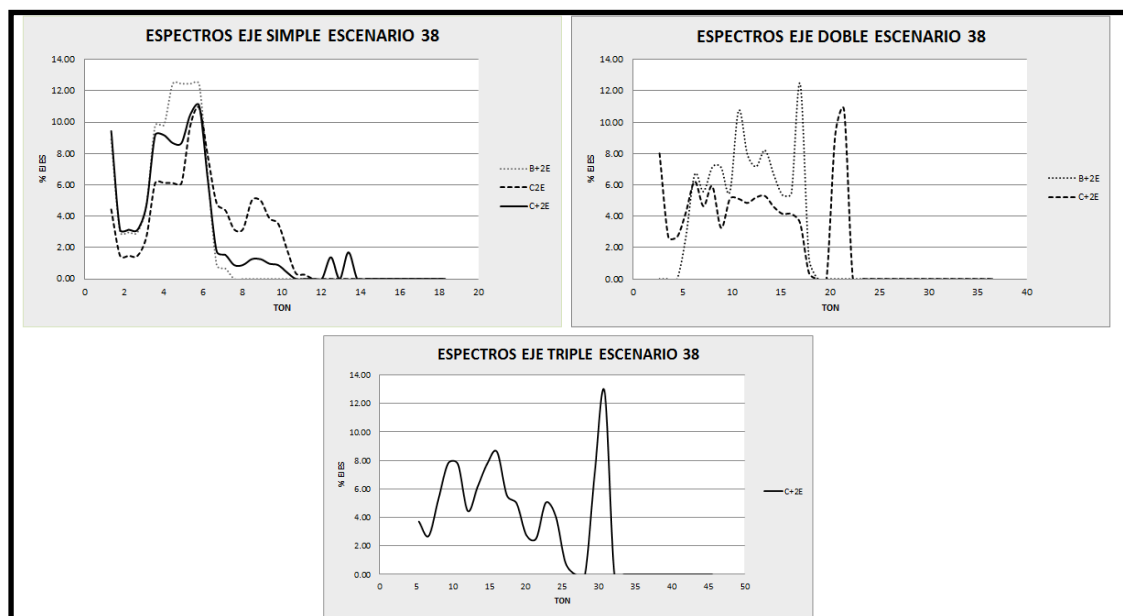


Figura A-10 Espectros de carga escenario 38.

Fuente: Elaboración propia.

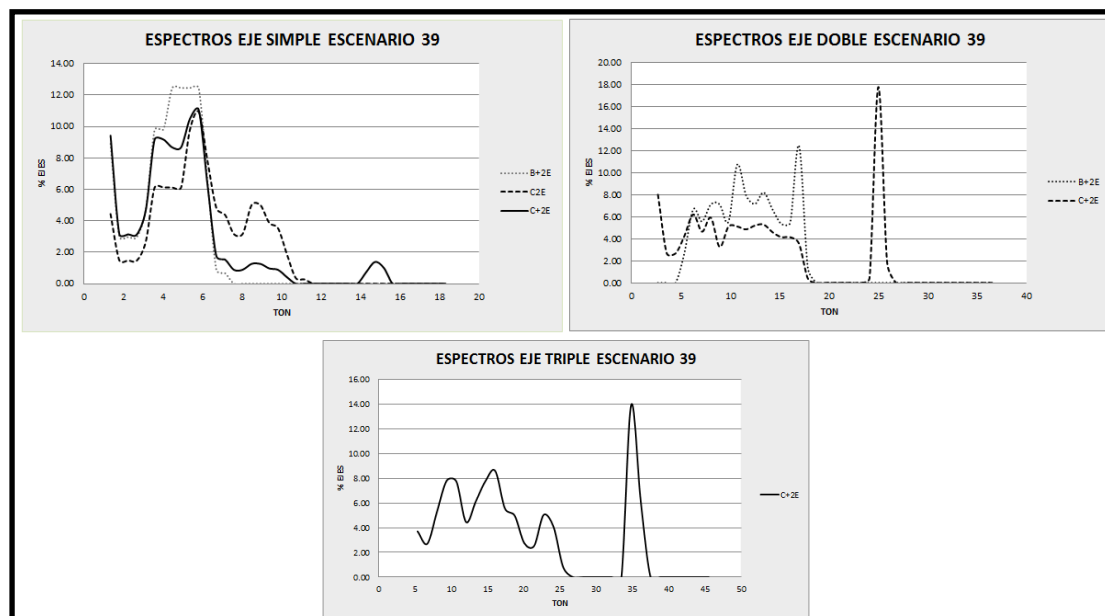


Figura A-11 Espectros de carga escenario 39.

Fuente: Elaboración propia.

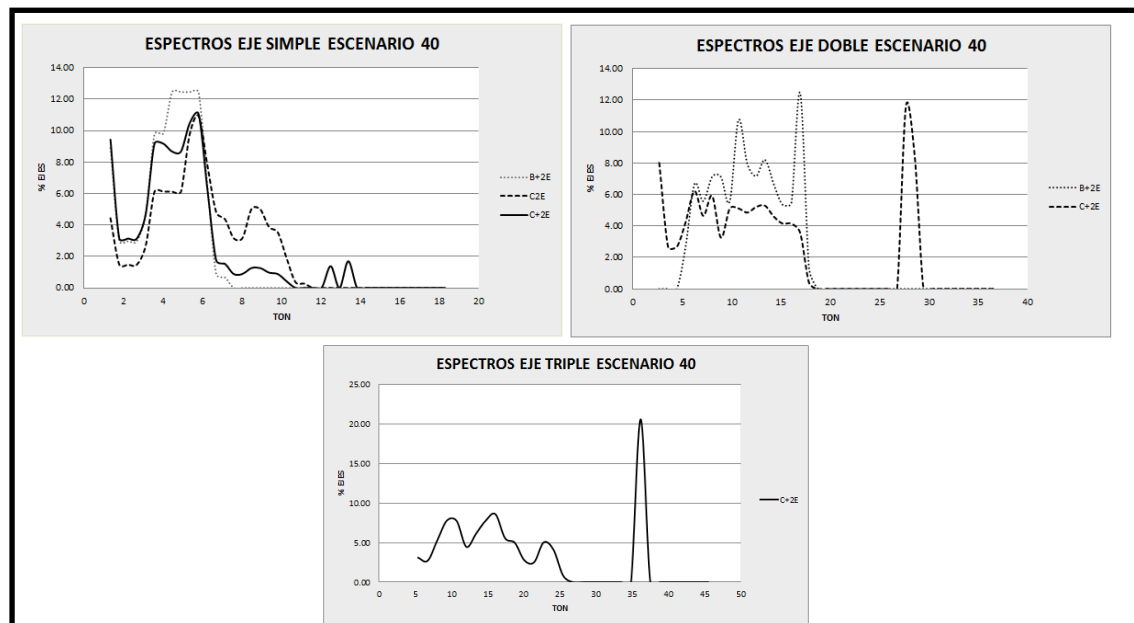


Figura A-12 Espectros de carga escenario 40.

Fuente: Elaboración propia.

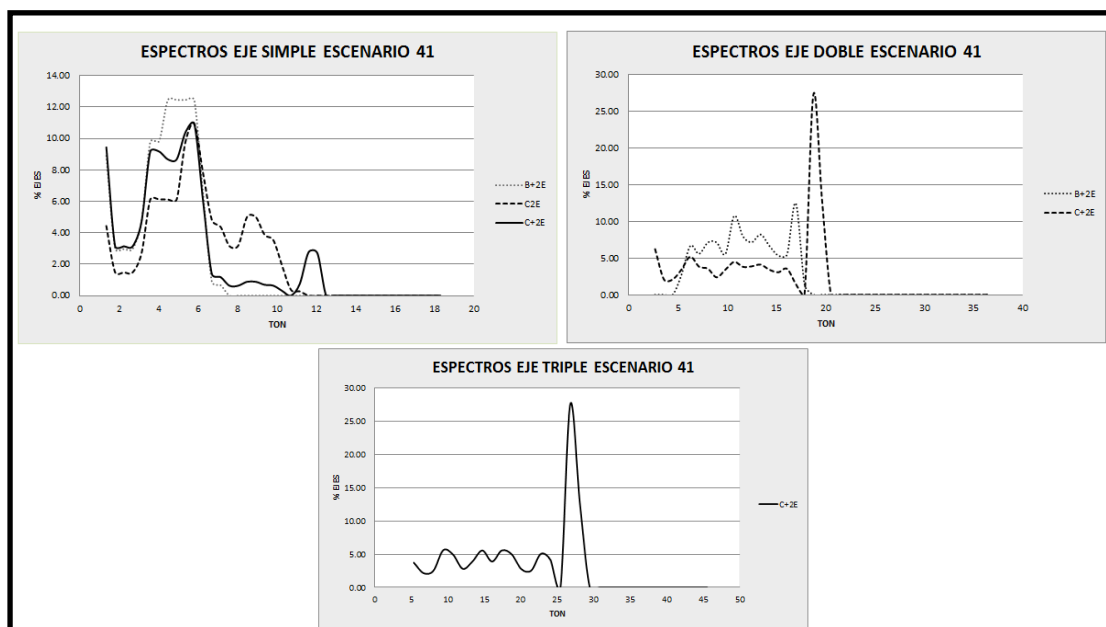


Figura A-13 Espectros de carga escenario 41.

Fuente: Elaboración propia.

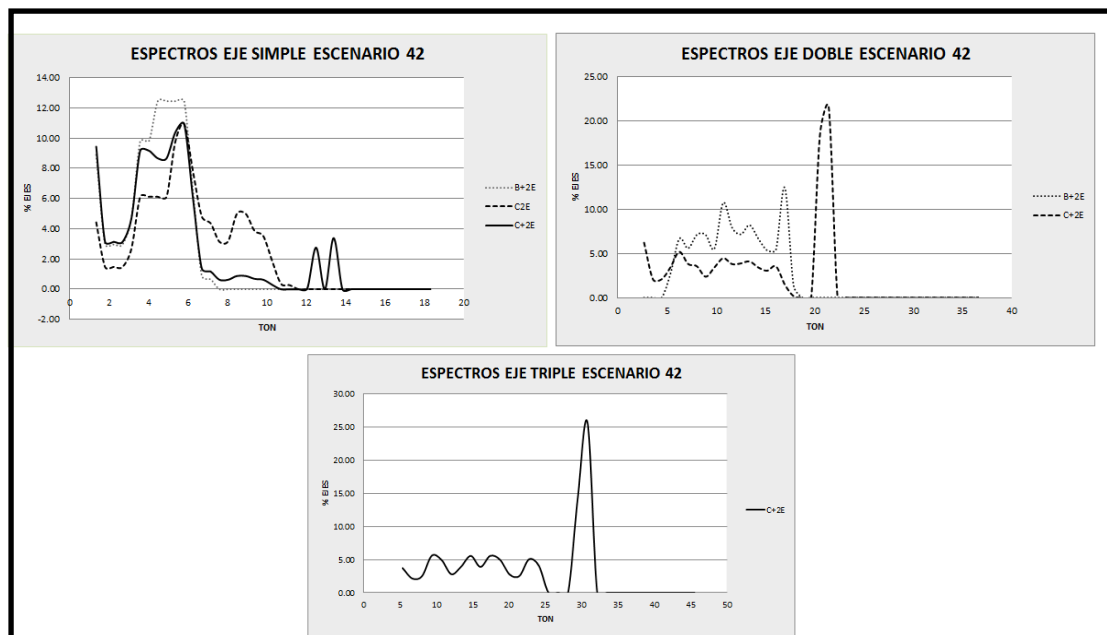


Figura A-14 Espectros de carga escenario 42.

Fuente: Elaboración propia.

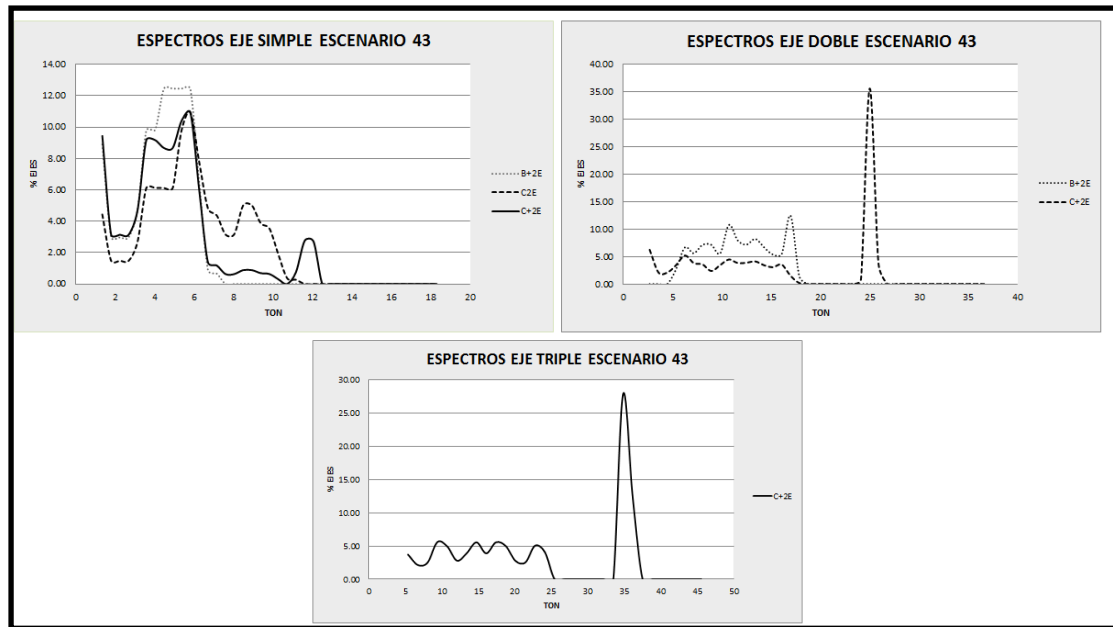


Figura A-15 Espectros de carga escenario 43.

Fuente: Elaboración propia.

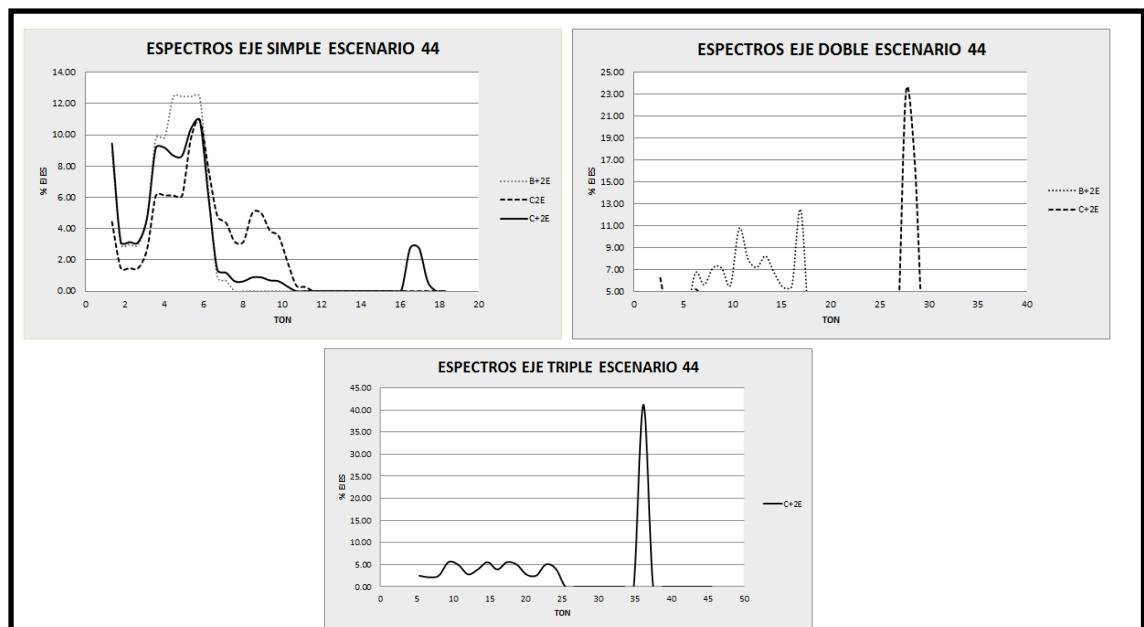


Figura A-16 Espectros de carga escenario 44.

Fuente: Elaboración propia.

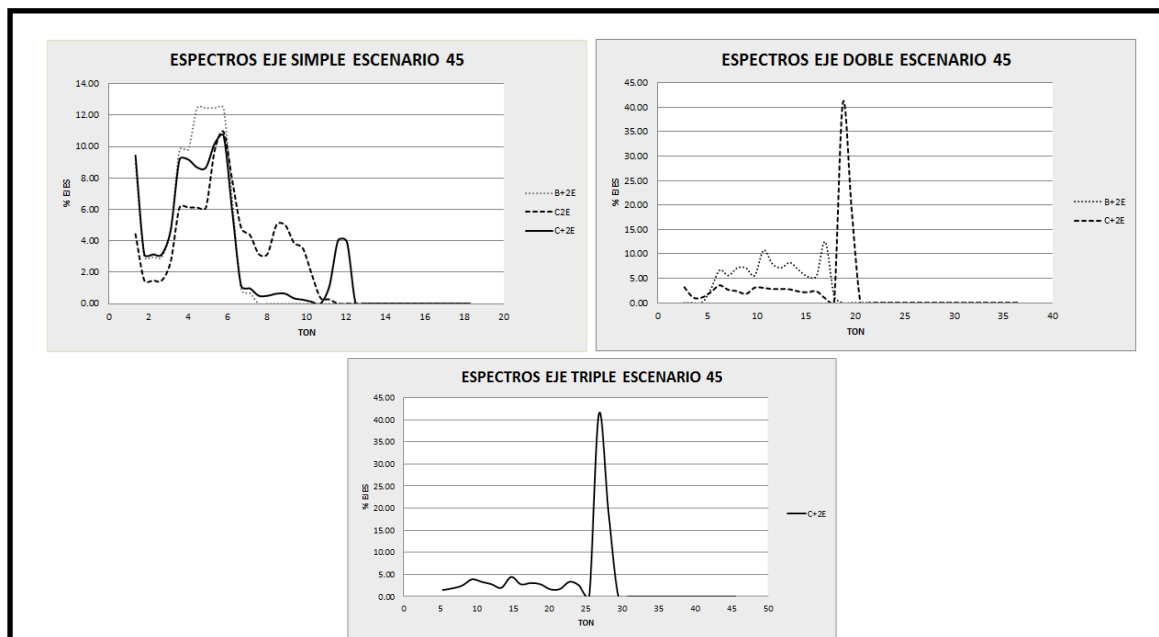


Figura A-17 Espectros de carga escenario 45.

Fuente: Elaboración propia.

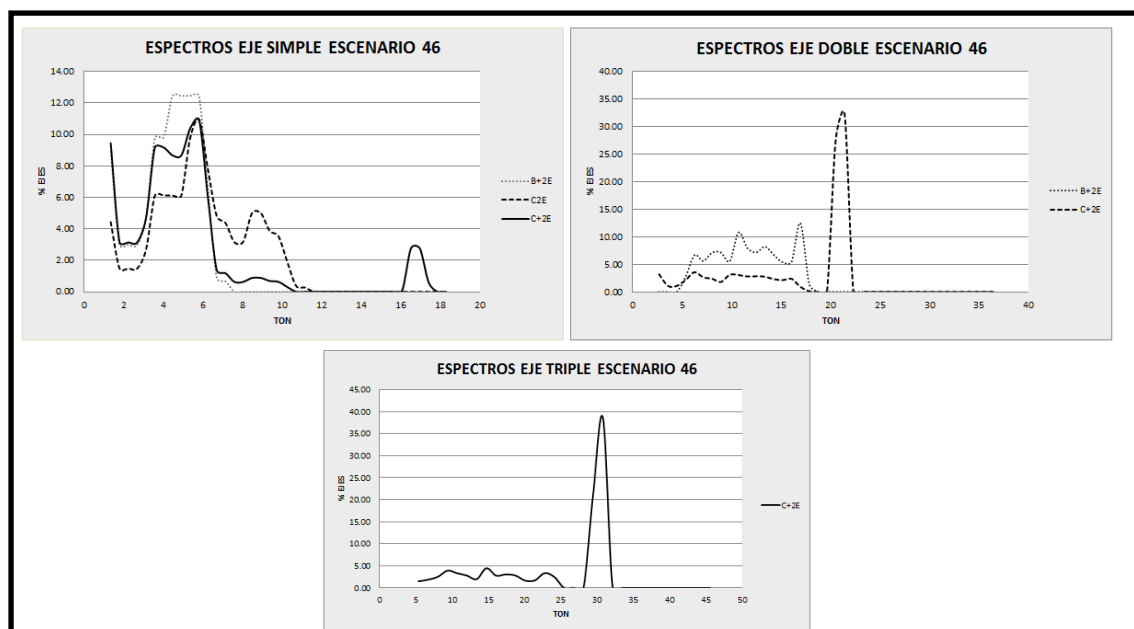


Figura A-18 Espectros de carga escenario 46.

Fuente: Elaboración propia.

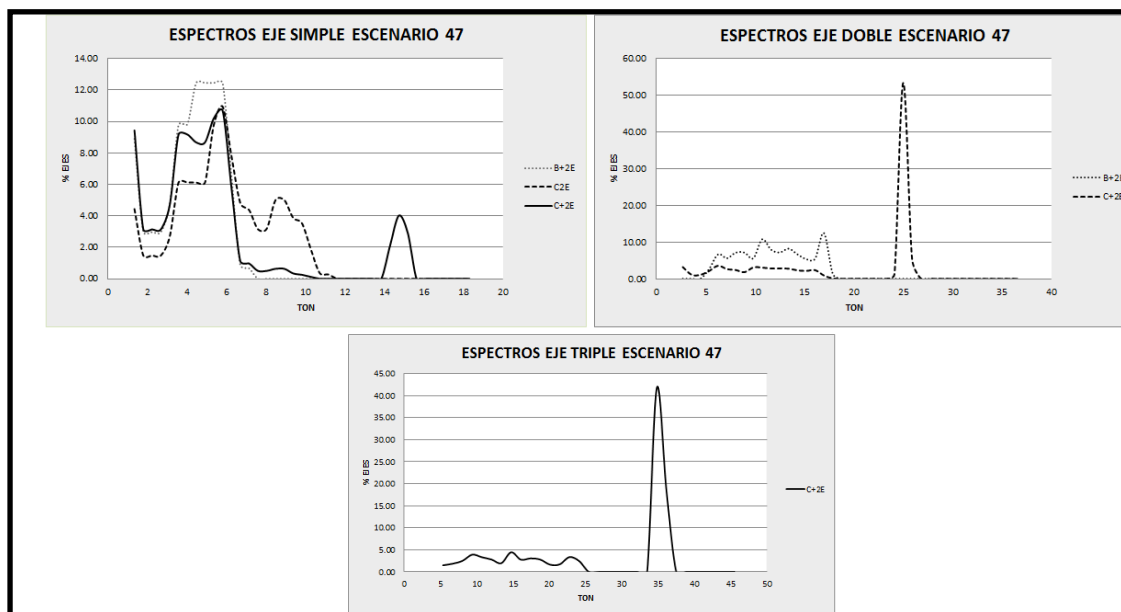


Figura A-19 Espectros de carga escenario 47.

Fuente: Elaboración propia.

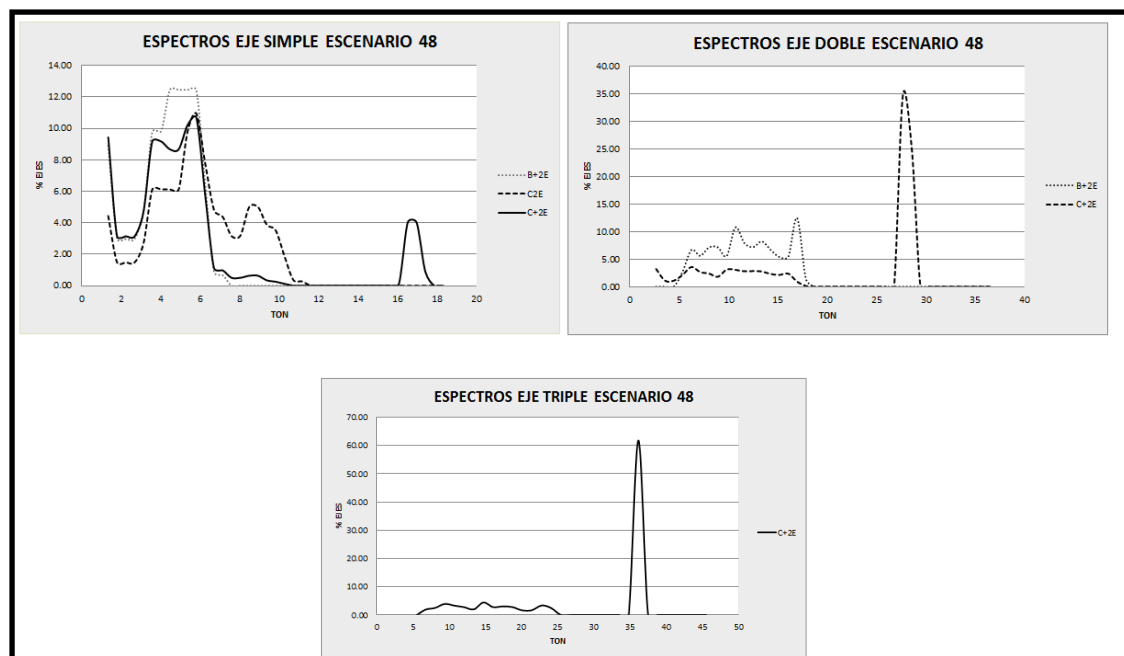


Figura A-20 Espectros de carga escenario 48.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-16 Vida útil tránsito bajo, escenario 1 al 16, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 70%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
0	7.49	0.282	0.156	0.685	1.96	99.99	99.71	97.82	95.72	73.50	15.00	15.00	15.00	15.00	NO FALLO
1	8.21	0.307	0.157	0.693	1.97	99.99	99.63	97.41	95.29	70.83	14.27	14.88	14.55	15.00	NO FALLO
2	8.87	0.32	0.158	0.7	1.98	99.99	99.54	97.22	95.13	68.26	13.99	14.79	14.31	13.99	AHUE TOTAL
3	11.1	0.365	0.159	0.726	2.00	99.99	99.19	96.76	94.84	58.94	12.27	14.29	13.69	12.27	AHUE TOTAL
4	13.7	0.418	0.16	0.755	2.02	99.98	98.75	96.43	94.53	48.07	10.94	14.17	12.93	10.94	AHUE TOTAL
5	9.27	0.329	0.159	0.701	1.98	99.99	99.48	97.12	94.94	67.98	13.95	14.71	14.20	13.95	AHUE TOTAL
6	10.7	0.357	0.16	0.714	1.99	99.99	99.27	96.84	94.67	63.11	13.00	14.19	13.80	13.00	AHUE TOTAL
7	15.4	0.452	0.162	0.758	2.02	99.98	98.40	96.28	94.00	47.02	10.75	14.07	12.50	10.75	AHUE TOTAL
8	21.5	0.571	0.164	0.804	2.06	99.97	97.27	95.98	93.38	31.64	8.63	13.92	11.30	8.63	AHUE TOTAL
9	11.5	0.373	0.161	0.716	1.99	99.99	99.14	96.70	94.27	62.62	12.96	14.10	13.54	12.96	AHUE TOTAL
10	14.5	0.434	0.163	0.739	2.01	99.98	98.59	96.35	93.70	53.93	11.67	14.00	12.74	11.67	AHUE TOTAL
11	25.6	0.649	0.168	0.808	2.07	99.97	96.55	95.87	92.18	30.54	8.22	13.19	10.74	8.22	AHUE TOTAL
12	40.3	0.938	0.171	0.872	2.12	99.94	94.24	95.60	90.80	15.09	6.14	12.92	9.01	6.14	AHUE TOTAL
13	14.3	0.429	0.164	0.731	2.00	99.98	98.63	96.37	93.35	57.14	12.05	13.92	12.79	12.05	AHUE TOTAL
14	19.3	0.527	0.167	0.762	2.03	99.98	97.69	96.07	92.42	45.74	10.28	13.25	11.74	10.28	AHUE TOTAL
15	37.9	0.89	0.173	0.846	2.10	99.95	94.57	95.64	89.98	20.40	6.95	12.79	9.22	6.95	AHUE TOTAL
16	63.5	1.4	0.179	0.921	2.17	99.90	91.57	95.26	87.69	7.96	4.97	12.04	7.52	4.97	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-17 Vida útil tránsito bajo, escenario 17 al 32, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 70%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
17	7.65	0.365	0.159	0.71	1.98	99.99	99.69	96.76	94.84	64.67	13.18	14.29	13.68	13.18	AHUE TOTAL
18	7.74	0.416	0.16	0.729	2.00	99.98	99.68	96.43	94.56	57.94	12.14	14.17	12.95	12.14	AHUE TOTAL
19	7.93	0.528	0.162	0.763	2.03	99.98	99.66	96.07	94.06	45.22	10.33	14.07	11.74	10.33	AHUE TOTAL
20	8.24	0.741	0.164	0.814	2.07	99.96	99.62	95.77	93.41	28.78	8.14	13.92	10.08	8.14	AHUE TOTAL
21	7.78	0.44	0.161	0.729	2.00	99.98	99.68	96.33	94.18	57.78	12.13	14.10	12.66	12.13	AHUE TOTAL
22	7.97	0.554	0.163	0.758	2.03	99.98	99.66	96.01	93.60	46.98	10.73	13.98	11.46	10.73	AHUE TOTAL
23	8.34	0.818	0.167	0.81	2.07	99.96	99.61	95.70	92.53	29.89	8.18	13.46	9.61	8.18	AHUE TOTAL
24	9.03	1.36	0.171	0.879	2.14	99.93	99.52	95.29	91.06	13.78	6.01	13.00	7.61	6.01	AHUE TOTAL
25	8.07	0.622	0.166	0.76	2.03	99.98	99.64	95.90	92.66	46.31	10.46	13.63	10.93	10.46	AHUE TOTAL
26	8.44	0.895	0.17	0.803	2.07	99.96	99.59	95.63	91.29	31.86	8.35	13.02	9.20	8.35	AHUE TOTAL
27	9.29	1.58	0.176	0.874	2.14	99.93	99.48	95.13	88.89	14.80	6.02	12.20	7.16	6.02	AHUE TOTAL
28	10.8	3.06	0.184	0.963	2.23	99.83	99.24	93.98	85.48	4.39	4.04	11.71	5.20	4.04	AHUE TOTAL
29	8.39	0.851	0.171	0.787	2.06	99.97	99.60	95.67	90.76	37.15	9.11	12.92	9.42	9.11	AHUE TOTAL
30	8.99	1.33	0.177	0.839	2.11	99.95	99.52	95.31	88.51	22.27	7.05	12.17	7.68	7.05	AHUE TOTAL
31	10.3	2.57	0.186	0.92	2.19	99.88	99.32	94.38	84.58	8.16	4.90	11.25	5.70	4.90	AHUE TOTAL
32	15.4	5.32	0.197	1.021	2.31	99.67	98.40	91.82	79.11	1.78	3.03	10.25	3.93	3.03	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-18 Vida útil tránsito bajo, escenario 33 al 48, ME-PDG v 1.1.

						CONFIABILIDAD 70%					VIDA ÚTIL				
Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrillo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%)	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
33	12.3	0.391	0.163	0.728	2.00	99.99	98.98	96.58	93.82	58.18	12.17	14.03	13.26	12.17	AHUE TOTAL
34	15.6	0.43	0.164	0.75	2.02	99.98	98.37	96.37	93.38	50.04	11.03	13.92	12.77	11.03	AHUE TOTAL
35	18.8	0.568	0.166	0.787	2.05	99.97	97.76	95.99	92.86	37.10	9.18	13.71	11.31	9.18	AHUE TOTAL
36	27.3	0.782	0.168	0.844	2.10	99.95	96.23	95.73	91.87	20.85	7.08	13.15	9.81	7.08	AHUE TOTAL
37	18	0.518	0.168	0.767	2.03	99.98	97.94	96.09	91.94	43.86	10.09	13.15	11.81	10.09	AHUE TOTAL
38	25.8	0.66	0.172	0.805	2.06	99.97	96.48	95.85	90.42	31.26	8.25	12.90	10.65	8.25	AHUE TOTAL
39	33.4	0.936	0.174	0.849	2.10	99.95	95.25	95.60	89.71	19.75	6.89	12.71	9.03	6.89	AHUE TOTAL
40	54	1.3	0.178	0.908	2.16	99.91	92.54	95.33	88.00	9.52	5.17	12.10	7.75	5.17	AHUE TOTAL
41	31.5	0.769	0.179	0.811	2.07	99.96	95.52	95.74	87.47	29.78	8.05	12.03	9.90	8.05	AHUE TOTAL
42	50.8	1.15	0.187	0.874	2.13	99.94	92.90	95.44	84.09	15.01	5.97	11.17	8.17	5.97	AHUE TOTAL
43	69.9	1.64	0.188	0.915	2.17	99.90	90.98	95.09	83.26	8.82	4.99	11.10	7.04	4.99	AHUE TOTAL
44	125	3.43	0.2	1.027	2.29	99.73	87.30	93.66	77.24	1.63	3.00	10.04	4.92	3.00	AHUE TOTAL
45	47.2	1.08	0.19	0.849	2.11	99.95	93.35	95.49	82.62	20.07	6.75	11.03	8.43	6.75	AHUE TOTAL
46	81.3	2.11	0.201	0.957	2.21	99.86	90.04	94.74	76.48	4.97	4.10	10.00	6.23	4.10	AHUE TOTAL
47	115	3.07	0.205	0.988	2.25	99.80	87.86	93.97	74.73	3.10	3.52	9.86	5.18	3.52	AHUE TOTAL
48	211	5.91	0.218	1.096	2.37	99.49	83.82	91.17	67.18	0.52	2.13	8.83	3.71	2.13	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-19 Vida útil tránsito medio, escenario 1 al 16, ME-PDG v 1.1.

						CONFIABILIDAD 80%					VIDA ÚTIL				
Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrillo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrillo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
0	0.1	0.736	0.193	0.498	1.95	100.00	100.00	100.00	80.99	99.66	15.00	15.00	15.00	15.00	NO FALLO
1	0.11	0.75	0.194	0.503	1.95	100.00	100.00	100.00	80.47	99.59	14.25	14.94	14.85	15.00	NO FALLO
2	0.11	0.763	0.194	0.509	1.95	100.00	100.00	100.00	80.21	99.48	14.02	14.92	14.54	15.00	NO FALLO
3	0.11	0.805	0.196	0.531	1.97	100.00	100.00	100.00	79.43	98.89	12.17	14.25	14.03	14.25	AHUE AC
4	0.12	0.853	0.197	0.555	1.99	100.00	100.00	100.00	78.79	97.67	10.93	14.14	13.35	14.14	AHUE AC
5	0.11	0.771	0.195	0.509	1.96	100.00	100.00	100.00	79.74	99.48	14.02	14.79	14.31	14.79	AHUE AC
6	0.11	0.798	0.197	0.52	1.96	100.00	100.00	100.00	79.06	99.22	13.06	14.19	14.08	14.19	AHUE AC
7	0.12	0.882	0.199	0.555	1.99	100.00	100.00	100.00	77.56	97.67	10.92	14.07	13.09	14.07	AHUE AC
8	0.14	0.977	0.202	0.589	2.02	100.00	100.00	100.00	76.27	94.42	8.96	13.98	12.14	13.98	AHUE AC
9	0.12	0.813	0.198	0.52	1.96	100.00	100.00	100.00	78.16	99.21	13.04	14.11	13.98	14.11	AHUE AC
10	0.12	0.867	0.201	0.538	1.98	100.00	100.00	100.00	76.86	98.55	11.94	14.03	13.20	14.03	AHUE AC
11	0.15	1.04	0.206	0.589	2.02	100.00	100.00	100.00	73.85	94.40	8.92	13.17	11.79	13.17	AHUE AC
12	0.17	1.23	0.211	0.634	2.05	100.00	100.00	100.00	71.23	86.47	6.27	12.95	10.17	12.95	AHUE AC
13	0.12	0.862	0.202	0.531	1.97	100.00	100.00	100.00	76.21	98.83	12.13	13.98	13.23	13.98	AHUE AC
14	0.13	0.943	0.205	0.554	1.99	100.00	100.00	100.00	74.29	97.63	10.92	13.20	12.49	13.20	AHUE AC
15	0.17	1.2	0.213	0.615	2.04	100.00	100.00	100.00	69.77	90.26	7.15	12.79	10.37	12.79	AHUE AC
16	0.22	1.49	0.22	0.667	2.08	99.99	100.00	100.00	65.94	77.89	5.13	12.03	8.85	5.13	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-20 Vida útil tránsito medio, escenario 17 al 33, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 80%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA UTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
17	0.1	0.861	0.196	0.508	1.96	100.00	100.00	100.00	79.38	99.49	14.05	14.21	13.24	14.21	AHUE AC
18	0.1	0.943	0.197	0.516	1.96	100.00	100.00	100.00	78.69	99.31	13.18	14.14	12.50	14.14	AHUE AC
19	0.12	1.11	0.199	0.532	1.98	100.00	100.00	100.00	77.56	98.84	12.12	14.07	11.08	14.07	AHUE AC
20	0.17	1.39	0.202	0.554	2.00	100.00	100.00	100.00	76.10	97.70	10.94	13.98	9.19	13.98	AHUE AC
21	0.1	0.98	0.199	0.516	1.96	100.00	100.00	100.00	77.83	99.31	13.21	14.09	12.12	14.09	AHUE AC
22	0.13	1.15	0.201	0.528	1.97	100.00	100.00	100.00	76.48	98.94	12.27	13.98	10.92	13.98	AHUE AC
23	0.19	1.48	0.205	0.551	1.99	100.00	100.00	100.00	74.23	97.87	11.02	13.20	8.87	13.20	AHUE AC
24	0.32	2.05	0.211	0.582	2.02	100.00	100.00	100.00	71.34	95.17	9.11	12.95	6.65	12.95	AHUE AC
25	0.15	1.24	0.205	0.529	1.97	100.00	100.00	100.00	74.45	98.88	12.21	13.21	10.13	13.21	AHUE AC
26	0.21	1.57	0.21	0.548	1.99	100.00	100.00	100.00	71.67	97.98	11.10	13.00	8.24	13.00	AHUE AC
27	0.36	2.26	0.218	0.58	2.02	100.00	100.00	99.93	67.29	95.32	9.21	12.13	6.05	12.13	AHUE AC
28	0.67	3.41	0.228	0.623	2.07	99.99	100.00	94.95	61.87	88.59	7.02	11.25	4.15	11.25	AHUE AC
29	0.2	1.52	0.212	0.541	1.99	100.00	100.00	100.00	70.67	98.31	11.83	12.90	8.62	12.90	AHUE AC
30	0.31	2.03	0.219	0.565	2.01	100.00	100.00	100.00	66.67	96.71	10.08	12.06	6.75	12.06	AHUE AC
31	0.57	3.06	0.23	0.603	2.05	100.00	100.00	96.24	60.54	91.95	8.03	11.13	4.74	11.13	AHUE AC
32	1.12	4.8	0.244	0.654	2.11	99.99	100.00	92.52	53.16	80.77	5.83	10.11	3.04	10.11	AHUE AC

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-21 Vida útil tránsito medio, escenario 33 al 48, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 80%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
33	0.2	0.842	0.2	0.535	1.98	100.00	100.00	100.00	77.19	98.68	12.03	14.03	13.63	14.03	AHUE AC
34	0.27	0.867	0.202	0.558	1.99	100.00	100.00	100.00	76.32	97.42	10.71	13.98	13.20	13.98	AHUE AC
35	0.48	1.08	0.208	0.616	2.04	100.00	100.00	100.00	73.01	90.25	7.19	13.08	11.21	13.08	AHUE AC
36	0.57	1.27	0.212	0.649	2.07	100.00	100.00	100.00	70.83	82.93	5.98	12.90	10.00	12.90	AHUE AC
37	0.32	0.971	0.207	0.565	2.00	100.00	100.00	100.00	73.40	96.80	10.05	13.12	12.17	13.12	AHUE AC
38	0.49	1.09	0.212	0.598	2.03	100.00	100.00	100.00	70.67	93.07	8.17	12.90	11.18	12.90	AHUE AC
39	1	1.45	0.222	0.669	2.08	99.99	100.00	100.00	65.10	77.18	5.11	12.00	8.99	5.11	AHUE TOTAL
40	1.24	1.65	0.227	0.704	2.11	99.99	100.00	100.00	61.98	65.90	4.10	11.25	8.02	4.10	AHUE TOTAL
41	0.62	1.17	0.221	0.601	2.03	100.00	100.00	100.00	65.83	92.41	8.05	12.03	10.73	12.03	AHUE AC
42	1.07	1.45	0.229	0.649	2.07	100.00	100.00	100.00	60.87	82.51	5.95	11.13	9.00	11.13	AHUE AC
43	2.44	1.97	0.245	0.732	2.13	99.99	100.00	100.00	52.59	56.16	3.42	10.07	6.93	3.42	AHUE TOTAL
44	3.09	2.97	0.26	0.786	2.19	99.98	99.99	96.72	45.22	38.16	2.70	9.18	4.89	2.70	AHUE TOTAL
45	0.95	1.39	0.233	0.631	2.05	100.00	100.00	100.00	58.85	86.67	6.79	11.03	9.19	11.03	AHUE AC
46	1.74	2.09	0.247	0.7	2.11	99.99	100.00	100.00	51.36	66.95	4.20	10.02	6.43	4.20	AHUE TOTAL
47	4.19	2.9	0.27	0.785	2.19	99.98	99.96	97.06	40.73	38.55	2.79	8.90	4.96	2.79	AHUE TOTAL
48	5.37	4.08	0.287	0.841	2.24	99.96	99.90	93.51	33.87	23.64	1.93	7.79	3.66	1.93	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-22 Vida útil tránsito alto, escenario 1 al 16, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 80%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
0	0.08	1.05	0.193	0.501	1.95	100.00	100.00	100.00	80.73	99.61	15.00	15.00	15.00	15.00	NO FALLO
1	0.08	1.07	0.194	0.506	1.96	100.00	100.00	100.00	80.27	99.53	14.21	14.88	14.83	15.00	NO FALLO
2	0.09	1.09	0.195	0.512	1.96	100.00	100.00	100.00	79.90	99.40	14.02	14.79	14.54	14.79	AHUE AC
3	0.09	1.15	0.196	0.536	1.98	100.00	100.00	100.00	79.17	98.66	12.10	14.19	14.03	14.19	AHUE AC
4	0.09	1.22	0.198	0.563	2.00	100.00	100.00	100.00	78.53	97.12	10.63	14.14	13.46	14.14	AHUE AC
5	0.09	1.1	0.196	0.512	1.96	100.00	100.00	100.00	79.43	99.40	14.03	14.25	14.33	14.25	AHUE AC
6	0.09	1.14	0.197	0.523	1.97	100.00	100.00	100.00	78.79	99.11	13.04	14.14	14.08	14.14	AHUE AC
7	0.09	1.26	0.2	0.561	2.00	100.00	100.00	100.00	77.35	97.26	10.83	14.07	13.12	14.07	AHUE AC
8	0.1	1.39	0.202	0.597	2.03	100.00	100.00	100.00	76.05	93.39	8.71	13.98	12.20	13.98	AHUE AC
9	0.09	1.16	0.199	0.523	1.97	100.00	100.00	100.00	77.94	99.11	13.08	14.11	13.98	14.11	AHUE AC
10	0.09	1.24	0.201	0.541	1.98	100.00	100.00	100.00	76.65	98.38	11.97	14.01	13.25	14.01	AHUE AC
11	0.11	1.47	0.207	0.594	2.03	100.00	100.00	100.00	73.68	93.69	8.82	13.17	11.90	13.17	AHUE AC
12	0.12	1.75	0.211	0.641	2.06	100.00	100.00	100.00	71.00	84.91	6.17	12.95	10.33	12.95	AHUE AC
13	0.09	1.23	0.202	0.534	1.98	100.00	100.00	100.00	75.94	98.72	12.17	13.98	13.27	13.98	AHUE AC
14	0.1	1.34	0.206	0.557	2.00	100.00	100.00	100.00	74.07	97.41	10.94	13.20	12.63	13.20	AHUE AC
15	0.12	1.7	0.214	0.62	2.05	100.00	100.00	100.00	69.60	89.38	7.13	12.71	10.71	12.71	AHUE AC
16	0.14	2.11	0.221	0.672	2.09	99.99	100.00	100.00	65.83	76.23	5.06	12.03	8.98	5.06	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-23 Vida útil tránsito alto, escenario 17 al 32, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 80%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
17	0.08	1.23	0.197	0.511	1.96	100.00	100.00	100.00	79.06	99.42	14.06	14.19	13.27	14.19	AHUE AC
18	0.1	1.35	0.198	0.519	1.97	100.00	100.00	100.00	78.37	99.23	13.21	14.13	12.63	14.13	AHUE AC
19	0.12	1.58	0.2	0.534	1.98	100.00	100.00	100.00	77.24	98.72	12.13	14.05	11.15	14.05	AHUE AC
20	0.18	1.98	0.203	0.557	2.00	100.00	100.00	100.00	75.72	97.53	10.97	13.92	9.33	13.92	AHUE AC
21	0.1	1.4	0.2	0.518	1.97	100.00	100.00	100.00	77.46	99.24	13.27	14.08	12.19	14.08	AHUE AC
22	0.13	1.64	0.202	0.531	1.98	100.00	100.00	100.00	76.10	98.85	12.63	13.98	11.00	13.98	AHUE AC
23	0.2	2.11	0.206	0.552	2.00	100.00	100.00	100.00	73.85	97.77	11.09	13.19	8.96	13.19	AHUE AC
24	0.45	3.3	0.211	0.589	2.05	100.00	100.00	95.26	71.11	94.33	9.00	12.90	6.11	12.90	AHUE AC
25	0.15	1.77	0.206	0.531	1.98	100.00	100.00	100.00	74.01	98.81	12.63	13.20	10.25	13.20	AHUE AC
26	0.21	2.24	0.211	0.549	2.00	100.00	100.00	99.94	71.23	97.91	11.21	12.95	8.46	12.95	AHUE AC
27	0.37	3.21	0.219	0.579	2.04	100.00	100.00	95.64	66.79	95.32	9.82	12.09	6.19	12.09	AHUE AC
28	0.69	4.83	0.229	0.621	2.09	99.99	100.00	92.48	61.26	88.78	7.10	11.20	4.35	11.20	AHUE AC
29	0.2	2.17	0.213	0.542	2.00	100.00	100.00	99.98	70.16	98.24	11.97	12.83	8.82	12.83	AHUE AC
30	0.32	2.89	0.22	0.565	2.02	100.00	100.00	97.10	66.17	96.68	10.25	12.05	6.93	12.05	AHUE AC
31	0.59	4.34	0.231	0.602	2.07	99.99	100.00	93.12	59.89	92.12	8.17	11.11	4.93	11.11	AHUE AC
32	1.16	6.75	0.245	0.652	2.13	99.99	100.00	90.19	52.48	81.37	5.95	10.05	3.19	10.05	AHUE AC

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-24 Vida útil tránsito alto, escenario 33 al 48, ME-PDG v 1.1.

Escenario	Grieta Longitudinal	Piel Cocodrilo	Ahue AC	Ahue Total	IRI (m/km)	CONFIABILIDAD 80%					VIDA ÚTIL				
						Terminal IRI (in/mi)	Grieta Longitudinal (ft/mile):	Piel Cocodrilo (%):	Ahuell AC (in):	Ahuell total (in):	AHUE TOTAL	AHUE AC	FATIGA	VIDA ÚTIL ME-PDG v 1.1	RAZÓN POR LA QUE FALLA
33	0.16	1.2	0.2	0.54	1.98	100.00	100.00	100.00	76.97	98.44	11.99	14.05	13.67	14.05	AHUE AC
34	0.22	1.24	0.202	0.565	2.00	100.00	100.00	100.00	76.16	96.86	10.19	13.98	13.25	13.98	AHUE AC
35	0.39	1.54	0.208	0.626	2.05	100.00	100.00	100.00	72.85	88.31	7.03	13.10	11.33	13.10	AHUE AC
36	0.46	1.81	0.212	0.659	2.08	100.00	100.00	100.00	70.67	80.34	5.73	12.90	10.08	12.90	AHUE AC
37	0.26	1.39	0.207	0.571	2.01	100.00	100.00	100.00	73.24	96.28	10.01	13.12	12.25	13.12	AHUE AC
38	0.4	1.55	0.212	0.605	2.04	100.00	100.00	100.00	70.50	91.95	8.04	12.90	11.27	12.90	AHUE AC
39	0.82	2.07	0.222	0.678	2.10	99.99	100.00	100.00	65.10	74.46	5.01	12.00	9.08	5.01	AHUE TOTAL
40	1	2.35	0.227	0.713	2.13	99.99	100.00	99.77	62.04	63.00	4.00	11.79	8.13	4.00	AHUE TOTAL
41	0.51	1.67	0.221	0.606	2.04	100.00	100.00	100.00	65.78	91.58	8.02	12.03	10.83	12.03	AHUE AC
42	0.88	2.06	0.229	0.655	2.08	99.99	100.00	100.00	60.87	80.83	5.83	11.19	9.08	11.19	AHUE AC
43	2	2.79	0.245	0.74	2.15	99.99	100.00	97.67	52.74	53.54	3.18	10.08	7.05	3.18	AHUE TOTAL
44	2.49	4.2	0.26	0.792	2.21	99.97	100.00	93.33	45.36	36.39	2.24	9.19	5.03	2.24	AHUE TOTAL
45	0.78	1.98	0.233	0.635	2.06	100.00	100.00	100.00	58.90	85.63	6.54	11.04	9.33	11.04	AHUE AC
46	1.43	2.97	0.247	0.706	2.13	99.99	100.00	96.69	51.41	65.12	4.13	10.02	6.82	4.13	AHUE TOTAL
47	3.44	4.1	0.269	0.791	2.21	99.97	99.98	93.48	40.95	36.69	2.29	8.90	5.09	2.29	AHUE TOTAL
48	4.33	5.74	0.286	0.845	2.26	99.95	99.96	91.41	34.09	22.68	1.85	7.71	3.90	1.85	AHUE TOTAL

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-25 Comparación vida útil, escenarios 1 a 16 tránsito bajo.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
0	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
1	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
2	13.99	6.74	14.66	2.24	-4.50	MEPDG
3	12.27	18.22	13.45	10.35	-7.87	MEPDG
4	10.94	27.07	12.22	18.54	-8.53	MEPDG
5	13.95	6.98	14.47	3.53	-3.45	MEPDG
6	13.00	13.33	13.73	8.48	-4.85	MEPDG
7	10.75	28.33	11.77	21.57	-6.77	MEPDG
8	8.63	42.50	10.01	33.27	-9.23	MEPDG
9	12.96	13.61	13.40	10.63	-2.97	MEPDG
10	11.67	22.22	12.18	18.81	-3.41	MEPDG
11	8.22	45.18	9.41	37.26	-7.93	MEPDG
12	6.14	59.07	7.38	50.83	-8.24	MEPDG
13	12.05	19.65	12.37	17.56	-2.08	MEPDG
14	10.28	31.44	10.88	27.48	-3.96	MEPDG
15	6.95	53.70	7.82	47.87	-5.83	MEPDG
16	4.97	66.90	5.83	61.13	-5.77	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-26 Comparación vida útil, escenarios 16 a 32 tránsito bajo.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
17	13.18	12.15	14.21	5.29	-6.86	MEPDG
18	12.14	19.07	13.60	9.32	-9.75	MEPDG
19	10.33	31.11	12.06	19.63	-11.48	MEPDG
20	8.14	45.73	10.22	31.86	-13.87	MEPDG
21	12.13	19.15	13.16	12.26	-6.89	MEPDG
22	10.73	28.45	12.15	18.98	-9.47	MEPDG
23	8.18	45.48	9.93	33.80	-11.68	MEPDG
24	6.01	59.95	7.68	48.82	-11.13	MEPDG
25	10.46	30.27	11.38	24.13	-6.14	MEPDG
26	8.35	44.32	9.98	33.43	-10.89	MEPDG

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
27	6.02	59.90	7.28	51.44	-8.46	MEPDG
28	4.04	73.07	5.10	65.99	-7.08	MEPDG
29	9.11	39.29	9.94	33.73	-5.57	MEPDG
30	7.05	52.98	8.38	44.16	-8.82	MEPDG
31	4.90	67.35	5.74	61.74	-5.61	MEPDG
32	3.03	79.81	3.82	74.50	-5.31	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-27 Comparación vida útil, escenarios 33 a 48 tránsito bajo.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
33	12.17	18.89	14.39	4.06	-14.83	MEPDG
34	11.03	26.49	14.07	6.18	-20.31	MEPDG
35	9.18	38.81	12.15	18.97	-19.85	MEPDG
36	7.08	52.78	10.80	24.40	-28.38	MEPDG
37	10.09	32.70	13.22	11.89	-20.82	MEPDG
38	8.25	45.00	12.32	17.86	-27.14	MEPDG
39	6.89	54.07	9.97	33.54	-20.53	MEPDG
40	5.17	65.56	8.88	35.83	-29.73	MEPDG
41	8.05	46.32	11.78	21.50	-24.82	MEPDG
42	5.97	60.18	10.24	31.75	-28.43	MEPDG
43	4.99	66.76	7.89	47.41	-19.35	MEPDG
44	3.00	79.97	5.62	58.44	-21.53	MEPDG
45	6.75	55.00	10.54	29.74	-25.26	MEPDG
46	4.10	72.66	7.80	47.98	-24.69	MEPDG
47	3.52	76.55	5.87	60.85	-15.70	MEPDG
48	2.13	85.80	4.29	67.64	-18.15	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-28 Comparación vida útil, escenarios 1 a 16 tránsito medio.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
0	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
1	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
2	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
3	14.25	5.00	13.91	7.26	2.26	AASHTO
4	14.14	5.74	12.74	15.07	9.34	AASHTO
5	14.79	1.40	14.87	0.87	-0.53	MEPDG
6	14.19	5.38	14.11	5.95	0.57	AASHTO
7	14.07	6.19	12.20	18.67	12.49	AASHTO
8	13.98	6.83	10.53	29.82	22.99	AASHTO
9	14.11	5.96	13.77	8.20	2.24	AASHTO
10	14.03	6.44	12.55	16.37	9.93	AASHTO
11	13.17	12.22	9.85	34.35	22.13	AASHTO
12	12.95	13.65	7.85	47.66	34.02	AASHTO
13	13.98	6.83	12.69	15.37	8.54	AASHTO
14	13.20	11.98	11.19	25.39	13.41	AASHTO
15	12.79	14.73	8.19	45.41	30.68	AASHTO
16	5.13	65.81	6.22	58.55	-7.27	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-29 Comparación vida útil, escenarios 16 a 32 tránsito medio.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
17	14.21	5.27	14.66	2.29	-2.98	MEPDG
18	14.14	5.74	14.06	6.24	0.50	AASHTO
19	14.07	6.19	12.62	15.88	9.70	AASHTO
20	13.98	6.83	10.88	27.49	20.66	AASHTO
21	14.09	6.04	13.62	9.19	3.15	AASHTO
22	13.98	6.78	12.66	15.62	8.84	AASHTO
23	13.20	11.98	10.49	30.04	18.06	AASHTO
24	12.95	13.65	8.29	44.75	31.10	AASHTO

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
25	13.21	11.94	11.85	21.03	9.09	AASHTO
26	13.00	13.33	10.46	30.27	16.94	AASHTO
27	12.13	19.15	7.84	47.76	28.62	AASHTO
28	11.25	25.00	5.62	62.53	37.53	AASHTO
29	12.90	14.01	10.36	30.94	16.93	AASHTO
30	12.06	19.60	8.86	40.96	21.36	AASHTO
31	11.13	25.83	6.20	58.66	32.83	AASHTO
32	10.11	32.63	4.23	71.82	39.19	AASHTO

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-30 Comparación vida útil, escenarios 33 a 48 tránsito medio.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
33	14.03	6.44	14.79	1.38	-5.05	MEPDG
34	13.98	6.78	14.47	3.56	-3.22	MEPDG
35	13.08	12.78	12.61	15.91	3.13	AASHTO
36	12.90	14.01	11.30	24.66	10.65	AASHTO
37	13.12	12.53	13.62	9.23	-3.30	MEPDG
38	12.90	14.01	12.71	15.26	1.25	AASHTO
39	5.11	65.93	10.39	30.75	-35.18	MEPDG
40	4.10	72.68	9.32	37.84	-34.84	MEPDG
41	12.03	19.82	12.09	19.38	-0.44	MEPDG
42	11.13	25.81	10.59	29.42	3.60	AASHTO
43	3.42	77.22	8.24	45.07	-32.16	MEPDG
44	2.70	81.98	6.02	59.88	-22.10	MEPDG
45	11.03	26.49	10.85	27.67	1.18	AASHTO
46	4.20	71.99	8.17	45.53	-26.46	MEPDG
47	2.79	81.40	6.19	58.72	-22.68	MEPDG
48	1.93	87.14	4.63	69.11	-18.03	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-31 Comparación vida útil, escenarios 1 a 16 tránsito alto.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
0	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
1	15.00	0.00	15.00	0.00	0.00	AMBOS CASTIGAN IGUAL
2	14.79	1.40	14.79	1.42	0.02	AASHTO
3	14.19	5.38	13.62	9.20	3.82	AASHTO
4	14.14	5.74	12.47	16.88	11.15	AASHTO
5	14.25	5.00	14.57	2.85	-2.15	MEPDG
6	14.14	5.73	13.84	7.76	2.03	AASHTO
7	14.07	6.19	11.95	20.35	14.16	AASHTO
8	13.98	6.83	10.28	31.45	24.62	AASHTO
9	14.11	5.96	13.47	10.18	4.22	AASHTO
10	14.01	6.58	12.26	18.29	11.71	AASHTO
11	13.17	12.22	9.59	36.06	23.84	AASHTO
12	12.95	13.65	7.65	49.02	35.38	AASHTO
13	13.98	6.83	12.41	17.30	10.47	AASHTO
14	13.20	11.98	10.94	27.08	15.10	AASHTO
15	12.71	15.27	7.99	46.75	31.48	AASHTO
16	5.06	66.24	6.05	59.67	-6.57	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-32 Comparación vida útil, escenarios 16 a 32 tránsito alto.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
17	14.19	5.38	14.36	4.26	-1.12	MEPDG
18	14.13	5.81	13.80	8.01	2.20	AASHTO
19	14.05	6.34	12.36	17.58	11.24	AASHTO
20	13.92	7.22	10.67	28.88	21.66	AASHTO
21	14.08	6.11	13.33	11.12	5.01	AASHTO
22	13.98	6.83	12.38	17.47	10.64	AASHTO
23	13.19	12.10	10.27	31.54	19.44	AASHTO
24	12.90	14.01	8.13	45.80	31.79	AASHTO
25	13.20	11.98	11.57	22.90	10.92	AASHTO
26	12.95	13.65	10.21	31.94	18.29	AASHTO

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
27	12.09	19.37	7.65	48.99	29.62	AASHTO
28	11.20	25.31	5.51	63.28	37.97	AASHTO
29	12.83	14.44	10.10	32.67	18.23	AASHTO
30	12.05	19.64	8.62	42.50	22.86	AASHTO
31	11.11	25.94	6.05	59.64	33.71	AASHTO
32	10.05	32.98	4.14	72.38	39.40	AASHTO

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A-33 Comparación vida útil, escenarios 33 a 48 tránsito alto.

Escenario	Vida Útil MEPDG	Pdm %	Vida Útil AASHTO	Pda %	Pda - Pdm	Método que más castiga la variación
33	14.05	6.34	14.50	3.36	-2.98	MEPDG
34	13.98	6.83	14.17	5.51	-1.32	MEPDG
35	13.10	12.66	12.34	17.76	5.10	AASHTO
36	12.90	14.01	11.05	26.30	12.29	AASHTO
37	13.12	12.53	13.33	11.12	-1.41	MEPDG
38	12.90	14.01	12.42	17.20	3.19	AASHTO
39	5.01	66.63	10.14	32.43	-34.20	MEPDG
40	4.00	73.33	9.09	39.37	-33.96	MEPDG
41	12.03	19.82	11.83	21.11	1.29	AASHTO
42	11.19	25.43	10.32	31.21	5.78	AASHTO
43	3.18	78.80	8.01	46.58	-32.22	MEPDG
44	2.24	85.10	5.88	60.80	-24.30	MEPDG
45	11.04	26.39	10.58	29.49	3.10	AASHTO
46	4.13	72.48	7.99	46.74	-25.74	MEPDG
47	2.29	84.71	6.01	59.92	-24.79	MEPDG
48	1.85	87.68	4.50	69.98	-17.70	MEPDG

Fuente: Elaboración propia.

B. ANEXO B: CLASIFICACIÓN VEHICULAR

A continuación se presenta la variación mensual de los FEC de las estaciones analizadas.

Variación mensual de los FEC, sentido 12.

La Figura B-1, Figura B-2 y Figura B-3 presenta el resumen de los FEC de las estaciones analizadas para la clasificación vehicular actual en el sentido 12, las líneas que se encuentran sobre las barras representan el promedio de los FEC con un rango de más y menos una desviación estándar. Llama la atención la fuerte variación que presenta la estación San Francisco de Mostazal, estación que tiene los mayores valores de estratigrafía de carga, de igual manera llama la atención la diferencia que se presenta entre un año y otro para el mismo mes. La estación Los Ángeles presenta un comportamiento muy similar durante todo el año con excepción de los meses de Agosto y Septiembre.

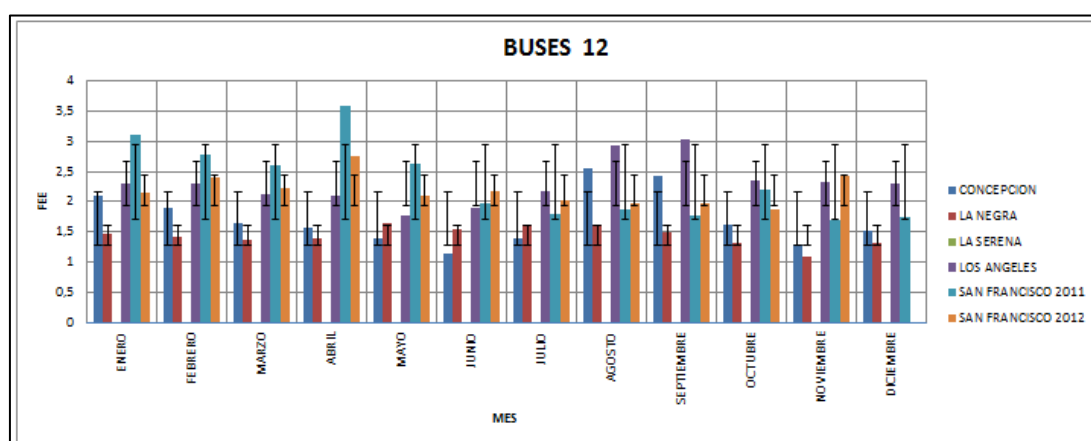


Figura B-1 Variación mensual. Buses, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

La variación en el FEC de los camiones para la estación San Francisco de Mostazal son más similares entre años. Por su parte, la estación de Concepción y de Los Ángeles presenta la mayor variación.

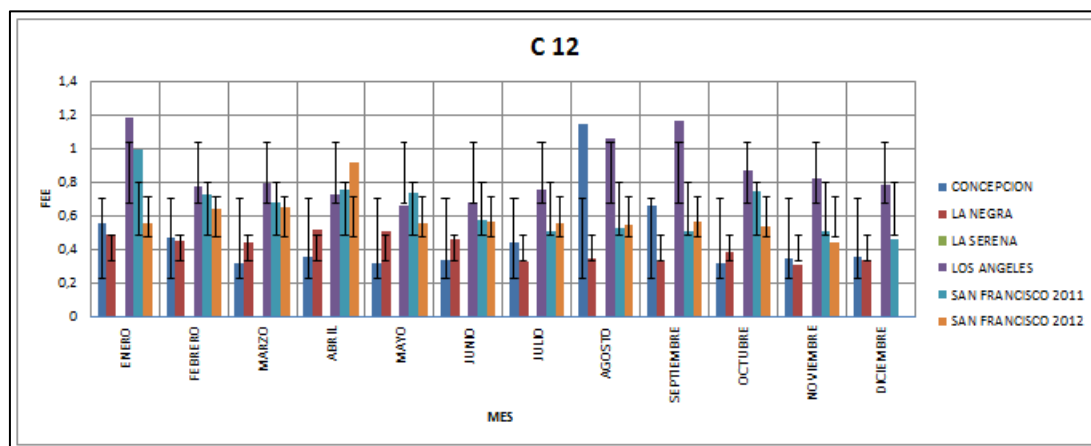


Figura B-2 Variación mensual. Camiones, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de más de 2 ejes se observa que los FEC de la estación San Francisco de Mostazal son similares en ambos años, por su parte las estaciones de Concepción y Los Ángeles presentan valores más altos en los meses de Agosto y Septiembre.

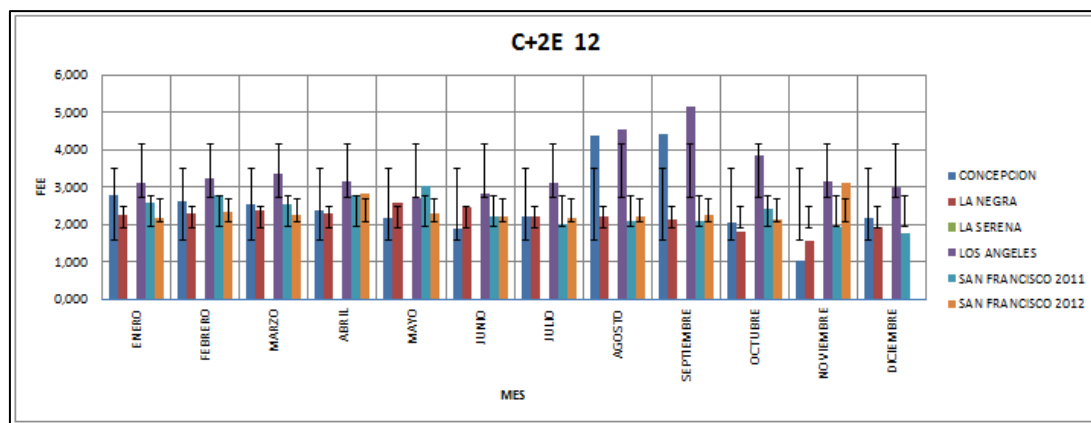


Figura B-3 Variación mensual. Camiones de más de 2 ejes, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

Las Figura B-4, Figura B-5, Figura B-6, Figura B-7 y Figura B-8 presenta el resumen de los FEC para la clasificación vehicular propuesta. No se presentan los datos de los buses y de los camiones de 2 ejes, ya que se presentaron con la clasificación vehicular actual. Para los camiones de 3 ejes se observa que los datos de la estación San Francisco de Mostazal son similares entre año y año con excepción del FEC del mes de Noviembre, en el cual el valor se incrementa en más de un 100 %. La razón de este cambio se debe a que los vehículos pesados en este mes presentaban gran cantidad de ejes con cargas desequilibradas.

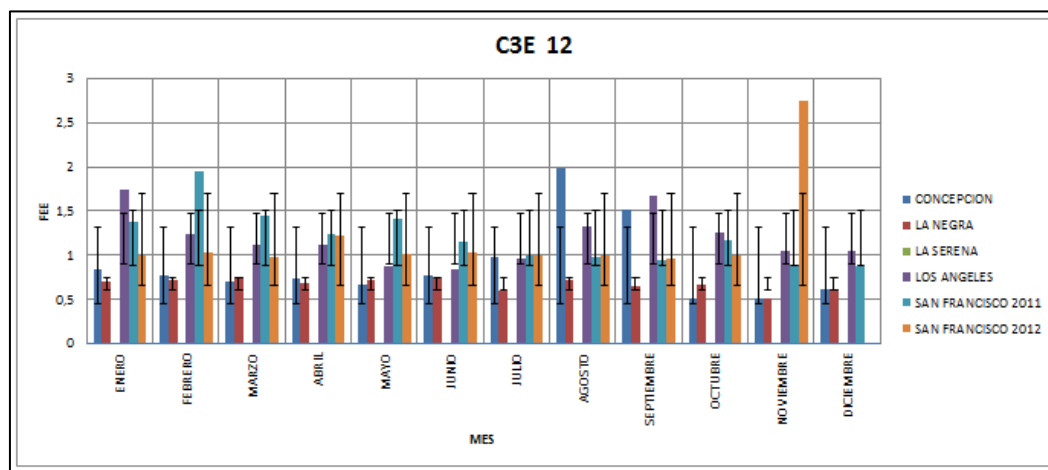


Figura B-4 Variación mensual. Camiones de 3 ejes, Sentido 12.
Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de 4 ejes se observa que la estación La Negra presenta en la mayoría de los casos los mayores valores de FEC, se observa gran similitud entre los datos de la estación de San Francisco de Mostazal de los años 2011 y 2012. Para la estación Los Ángeles se observa que en los meses de Agosto y Septiembre presenta valores altos de FEC, mientras que en los otros meses su valor varía en torno a 1.5.

Se observa mucha variabilidad en los datos de la estación de San Francisco de Mostazal año a año. Durante el primer semestre del año Concepción presenta los menores valores

de FEC, mientras que en el segundo semestre se alterna con la estación de San Francisco de mostazal del año 2011.

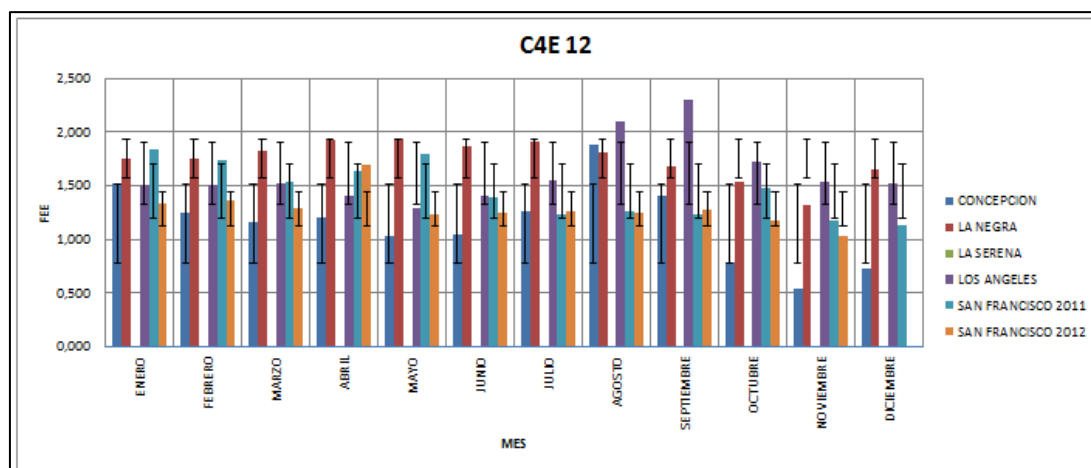


Figura B-5 Variación mensual. Camiones de 4 ejes, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

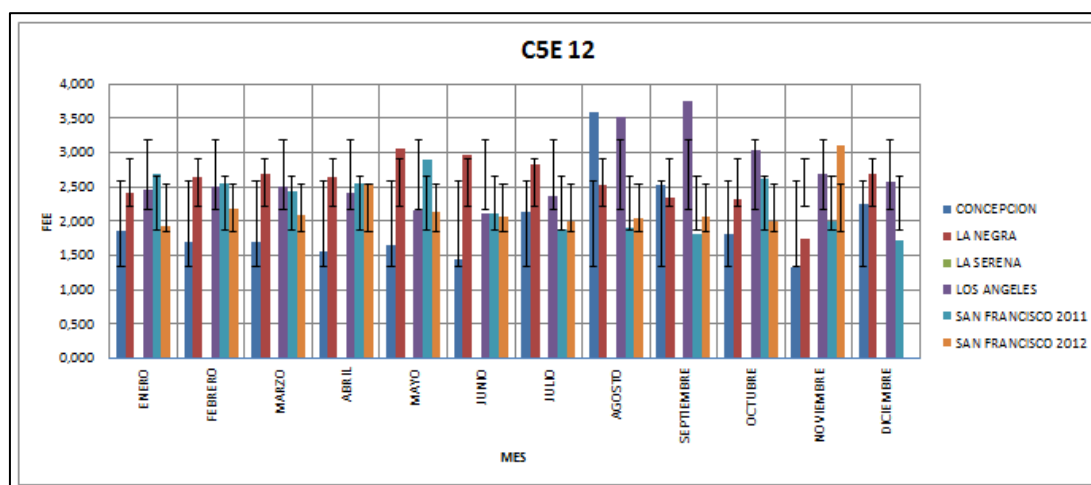


Figura B-6 Variación mensual. Camiones de 5 ejes, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de 5 ejes se observa que en el primer semestre la estación de Concepción presenta los menores valores de FEC mientras que para el segundo semestre

es la estación de San Francisco de Mostazal. Una vez más se observa que en los meses de Agosto y Septiembre las estaciones de Concepción y Los Ángeles presentan un comportamiento anómalo con respecto a los otros meses, realizando una revisión de los datos se encuentra que entre estos meses los vehículos presentaron mayores sobrecargas y mayor cantidad de ejes con la carga desequilibrada.

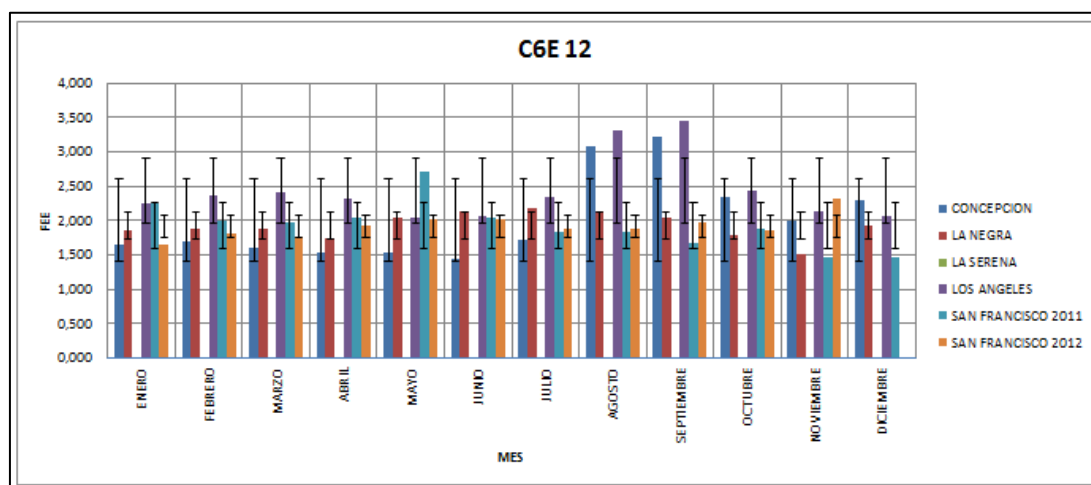


Figura B-7 Variación mensual. Camiones de 6 ejes, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones especiales se observa que los valores de FEC de la estación San Francisco de Mostazal entre el año 2011 y 2012 se mantienen muy similares. El mayor FEC se presenta en Los Ángeles seguido por La Negra. De nuevo se presenta gran variación en los meses de Agosto y Septiembre para las estaciones de Concepción y Los Ángeles.

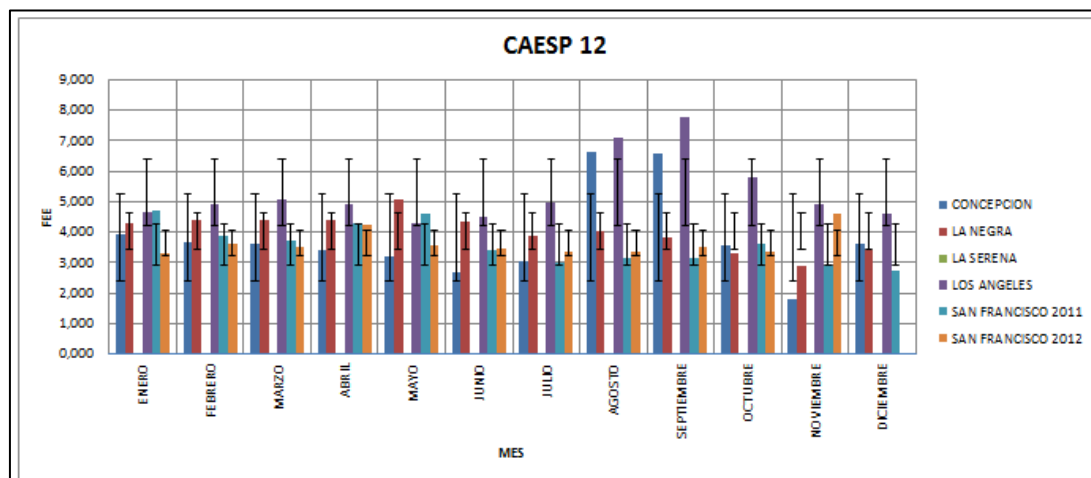


Figura B-8 Variación mensual. Camiones especiales, Sentido 12.

Fuente: Elaboración propia.

Variación mensual de los FEC, sentido 34.

A continuación se presenta la variación mensual de los FEC de la clasificación vehicular actual y de la propuesta en el sentido de ingreso a Santiago. La Figura B-9 presenta en resumen del FEC de los buses, se observa que las estaciones de Los Ángeles y San Francisco de Mostazal presentan los mayores valores de FEC.

La estación La Serena presenta un comportamiento similar a lo largo de los 12 meses del año, la estación de concepción presenta valores mínimos de FEC en los meses de Junio, Julio y Agosto. La estación San Francisco de Mostazal presenta valores muy similares entre año y año con excepción en los meses de Julio, Agosto y Septiembre.

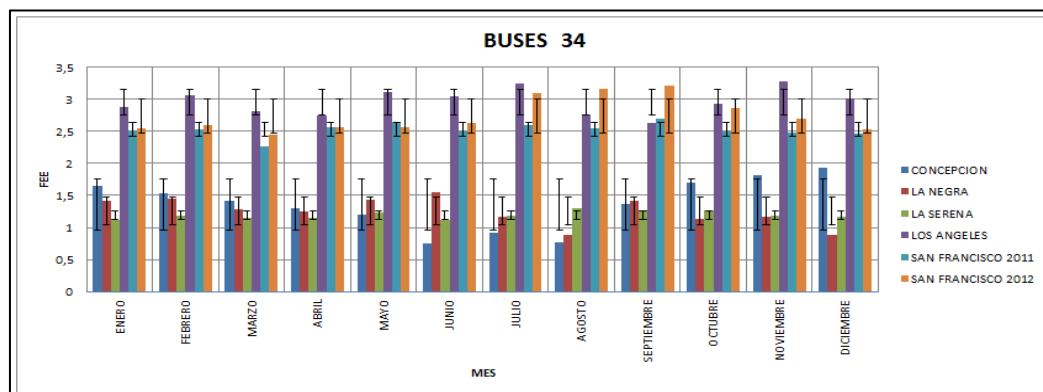


Figura B-9 Variación mensual. Buses, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones simples se observa que en el mes de Septiembre la estación de pesaje La Negra presenta un cambio en el comportamiento que llevaba durante el año, la razón de esto, es porque se tenían muchos vehículos con carga desequilibrada, lo que genera que se aumente el rango de evaluación del FEC y su consecuente aumento de valor. Esta situación se presenta en todos los camiones de 2 ejes, 3 ejes, 4 ejes y 5 ejes.

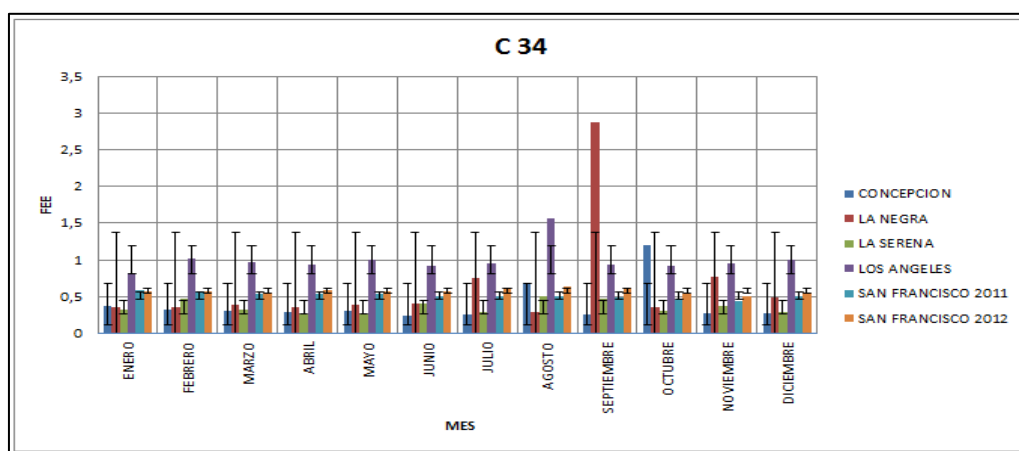


Figura B-10 Variación mensual. Camiones, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de más de 2 ejes se observa que la estación La Serena y La Negra son las que presentan menor variación del FEC mes a mes, por otra parte, la estación Los

Ángeles presenta la mayor variación, en esta estación se observan 2 comportamientos muy marcados, se presentan valores mínimos en los meses de enero, febrero, marzo, abril, agosto y septiembre, en los otros meses se observan los máximos en esta estación.

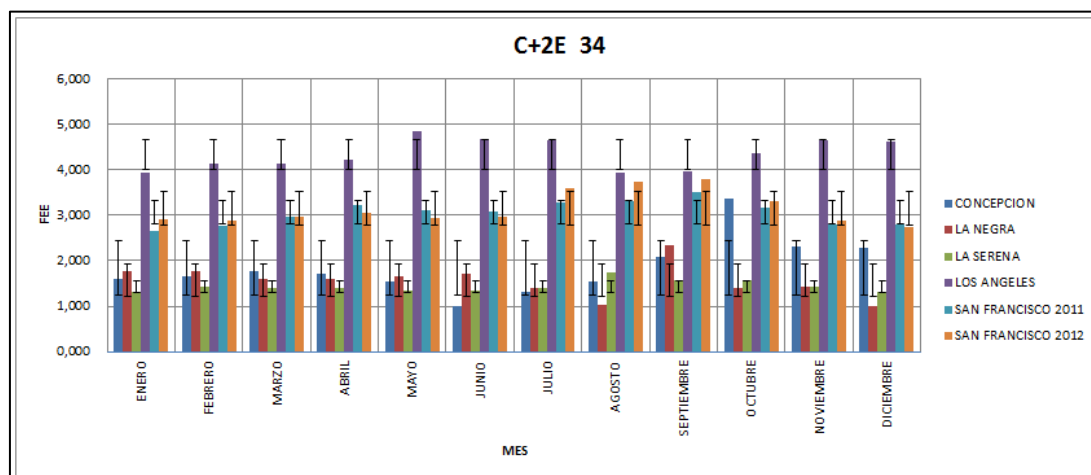


Figura B-11 Variación mensual. Camiones de más de 2 ejes, Sentido 34

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de 3 ejes se observa gran variación en los meses de Septiembre y Octubre para las estaciones de La Negra y Concepción respectivamente.

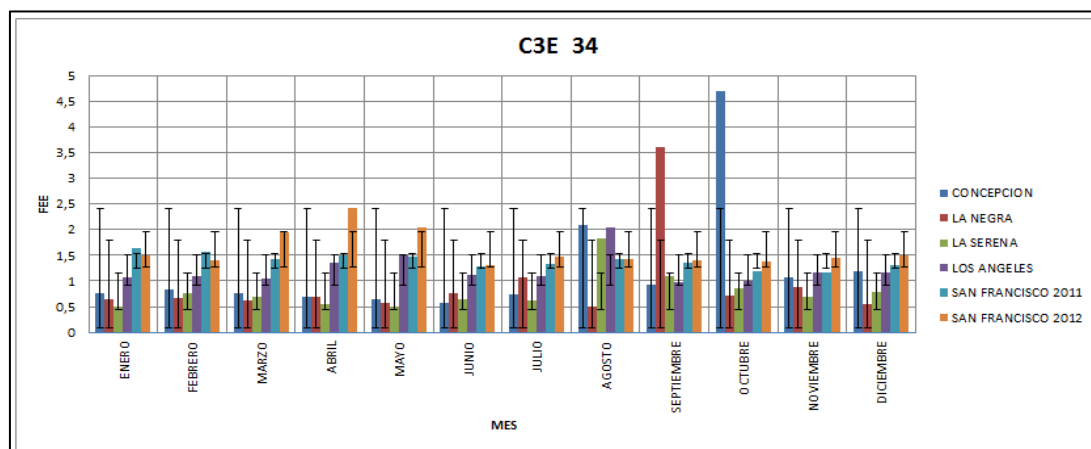


Figura B-12 Variación mensual. Camiones de 3 ejes, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de 4 ejes se observa que la estación Los Ángeles presenta la menor variación a lo largo del año, se observa que los datos de año a año de la estación San Francisco de Mostazal son muy parecidos, la estación de Concepción presenta los menores valores de FEC en los meses de Junio, julio y Agosto.

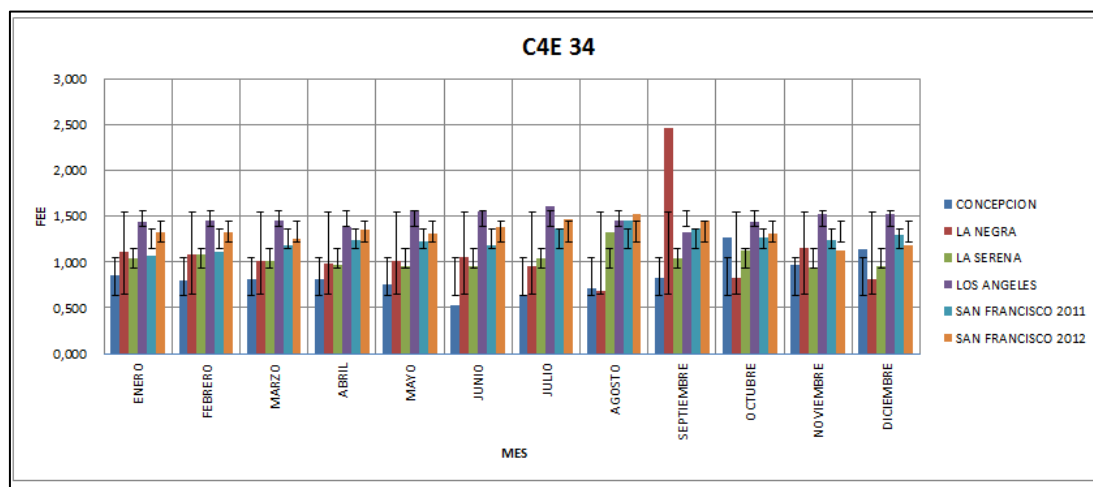


Figura B-13 Variación mensual. Camiones de 4 ejes, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de 5 ejes se observa que la estación de Los Ángeles, San Francisco de Mostazal y La Serena presenta la menor variación del FEC durante el año. La estación Concepción entre los meses de Julio y Junio presenta los menores valores de FEC.

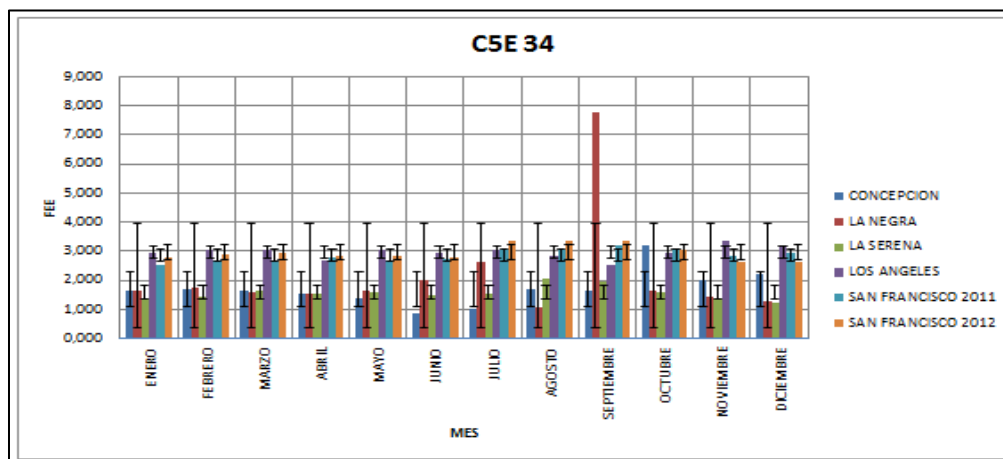


Figura B-14 Variación mensual. Camiones de 5 ejes, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones de 6 ejes la estación San Francisco de Mostazal presenta un comportamiento similar en los dos años evaluados. Una vez más la estación Concepción presenta los menores valores de FEC durante los meses de Junio, Julio y Agosto.

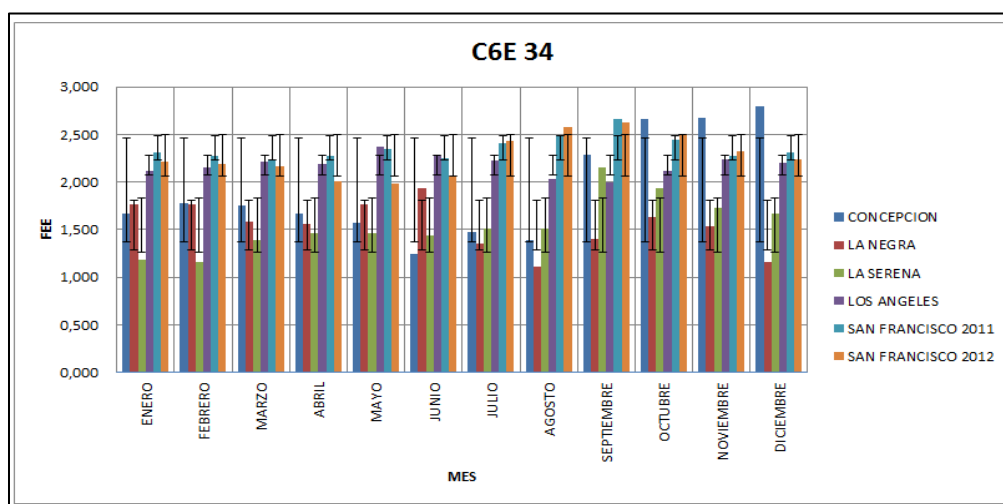


Figura B-15 Variación mensual. Camiones de 6 ejes, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Para los camiones especiales se observa que la estación La Serena presenta la menor variación mes a mes, por otra parte, los datos de la estación San Francisco de Mostazal

difieren un poco entre año y año. La estación de concepción de nuevo presenta los menores FEC en los meses de Junio, Julio y Agosto.

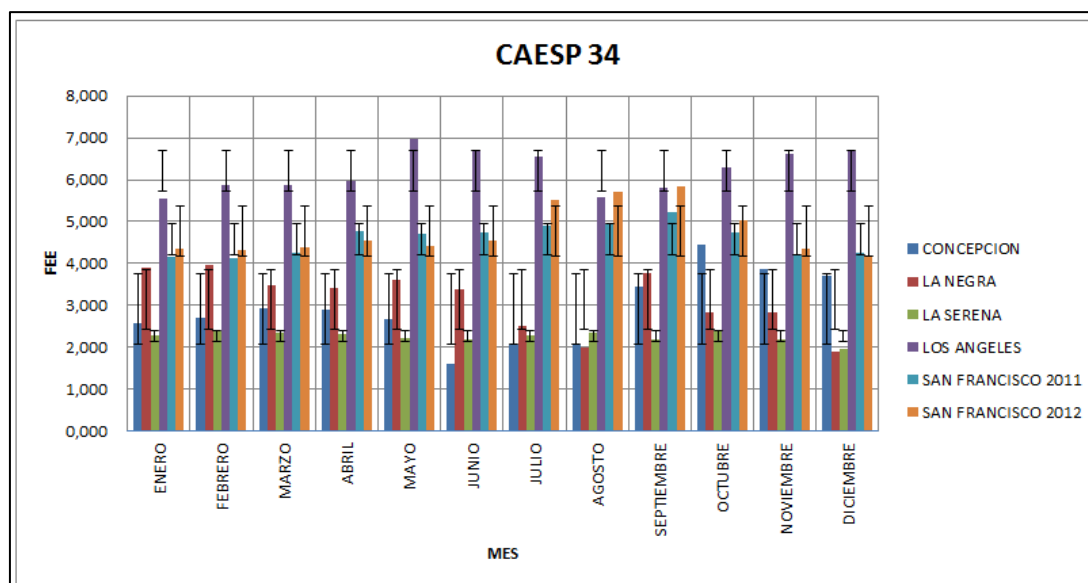


Figura B-16 Variación mensual. Camiones especiales, Sentido 34.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B-1 TMDA utilizado para el cálculo de los ejes equivalentes de diseño, Clasificación vehicular. FR-34.

Tipo Vehículo	Buses	Camiones 2 Ejes	Camiones +2 Ejes
Enero	27642	17870	42089
Febrero	27392	16871	44714
Marzo	26735	17575	52865
Abril	24817	15431	46138
Mayo	27290	16231	49005
Junio	27091	14449	41213
Julio	30554	14474	41063
Agosto	27512	14852	41777
Septiembre	28495	15265	41481
Octubre	28222	14713	38958
Noviembre	30428	19100	46018
Diciembre	30208	20884	48835

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B-2 TMDA utilizado para el cálculo de los ejes equivalentes de diseño,
Clasificación vehicular.FR-12.

Tipo Vehículo	Buses	Camiones 2 Ejes	Camiones +2 Ejes
Enero	26629	28097	40614
Febrero	25873	19719	43110
Marzo	25998	21779	52463
Abril	15865	19209	49052
Mayo	26754	19944	49043
Junio	25732	17712	40911
Julio	28608	17868	43141
Agosto	27095	19782	46651
Septiembre	6845	5443	12489
Octubre	7865	5261	12192
Noviembre	28177	23085	48987
Diciembre	24575	25226	49483

Fuente: Elaboración propia.

La memoria de cálculo de las estructuras de pavimento utilizado en la clasificación vehicular se presenta en la Tabla B-3 y la Tabla B-4.

Tabla B-3 Memoria de cálculo, Clasificación vehicular. método AASHTO 93 FR-34.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: FR-34				Kilometraje	
				Km i	
				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 15 años	47,339,910	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	8.0	Mr:	66.60	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	70.0%	%	0.524	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	12.06	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	7.78	cm.		
7.	Coefficiente Estructural:			ai	mi
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N			0.43	1.0
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N			0.41	1.0
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N			0.33	1.0
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%			0.13	1.0
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%			0.12	1.0
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	8	0.43	1.0	3.44
	Capa 2	11	0.41	1.0	4.51
	Capa 3	0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	32	0.13	1.0	4.16
	Capa 5	0	0.12	1.0	0.00
		51	N.E. Estruct.		12.11
			N.E. Asf.		7.95

Fuente: Elaboración propia.

Tabla B-4 Memoria de cálculo, Clasificación vehicular.Método AASHTO 93 FR-12.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico					
Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: FR-12				Kilometraje	
				Km i	
				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 15 años	35,952,486	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	8.0	Mr:	66.60	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	70.0%	%	0.524	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	11.61	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	7.46	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.12	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
	Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)	
Capa 1	8	0.43	1.0	3.44	
Capa 2	10	0.41	1.0	4.10	
Capa 3	0	0.33	1.0	0.00	
Capa 4	32	0.13	1.0	4.16	
Capa 5	0	0.12	1.0	0.00	
	50		N.E. Estruct.	11.70	
			N.E. Asf.	7.54	

Fuente: Elaboración propia.

C. ANEXO C: MATERIALES

Tabla C-1 Diseño Caso 1, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico				
Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa				
Proyecto: Caso 1		Kilometraje		
		Km i		
		Km f		
Observaciones:				
Datos de Diseño:				
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	2,646,671	EE	15 Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	5.0	Mr:	49.30 Mpa
Datos de Proyecto:				
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253
4.	Desviación Normal (So)	0.45		
5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00		
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:			
	NE Requerido para estructura	8.47	cm.	
	NE Requerido Capa Asfáltica	4.72	cm.	
7.	Coficiente Estructural:		ai	mi
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.12	1.0
8.	Diseño Estructura de Pavimento:			
		Espesor (cm)	ai	mi
	Capa 1	5	0.43	1.0
	Capa 2	6.5	0.41	1.0
	Capa 3	0	0.33	1.0
	Capa 4	30	0.13	1.0
	Capa 5	0	0.12	1.0
		42		N.E.
				Estruct.
				N.E. Asf.
				8.72
				4.82

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-2 Diseño Caso 2, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico				
Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa				
Proyecto: Caso 2			Kilometraje	
			Km i	
			Km f	
Observaciones:				
Datos de Diseño:				
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	2,646,671	EE	15 Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	5.0	Mr:	49.30 Mpa
Datos de Proyecto:				
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842
4.	Desviación Normal (So)	0.45		
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00		
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:			
	NE Requerido para estructura	9.27	cm.	
	NE Requerido Capa Asfáltica	5.21	cm.	
7.	Coeficiente Estructural:		ai	mi
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.11	1.0
8.	Diseño Estructura de Pavimento:			
	Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	5.0	0.43	2.15
	Capa 2	7.5	0.41	3.08
	Capa 3	0.0	0.33	0.00
	Capa 4	15.0	0.13	1.95
	Capa 5	20.0	0.11	2.20
	47.5		N.E. Estruct.	9.38
			N.E. Asf.	5.23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-3 Diseño Caso 3, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 3			Kilometraje		
			Km i		
			Km f		
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	2,646,671	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	6.65	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	4.71	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.11	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	5.0	0.43	1.0	2.15
	Capa 2	6.5	0.41	1.0	2.67
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	15.0	0.13	1.0	1.95
	Capa 5	0.0	0.11	1.0	0.00
		26.5	N.E. Estruct.		6.77
			N.E. Asf.		4.82

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-4 Diseño Caso 4, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 4			Kilometraje		
			Km i		
			Km f		
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	2,646,671	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	7.30	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	5.22	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.12	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	5.0	0.43	1.0	2.15
	Capa 2	7.5	0.41	1.0	3.08
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	16.0	0.13	1.0	2.08
	Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00
		28.5	N.E. Estruct.		7.31
			N.E. Asf.		5.23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-5 Diseño Caso 5, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 5			Kilometraje		
			Km i		
			Km f		
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	16,100,749	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	5.0	Mr:	49.30	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	11.02	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	6.31	cm.		
7.	Coefficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.11	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	6.0	0.43	1.0	2.58
	Capa 2	9.5	0.41	1.0	3.90
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	18.0	0.13	1.0	2.34
	Capa 5	20.0	0.11	1.0	2.20
		53.5	N.E. Estruct.		11.02
	N.E. Asf.				6.48

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-6 Diseño Caso 6, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 6			Kilometraje		
			Km i		
			Km f		
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	16,100,749	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	5.0	Mr:	49.30	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	11.97	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	6.94	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.11	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	7.0	0.43	1.0	3.01
	Capa 2	10.0	0.41	1.0	4.10
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60
	Capa 5	22.0	0.11	1.0	2.42
		59.0	N.E. Estruct.		12.13
			N.E. Asf.		7.11

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-7 Diseño Caso 7, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico																																																																																																
Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa																																																																																																
Proyecto: Caso 7			Kilometraje																																																																																													
			Km i																																																																																													
			Km f																																																																																													
Observaciones:																																																																																																
Datos de Diseño: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%; text-align: center;">1.</td> <td style="width: 50%;">Tránsito: EE acumulados a 20 años</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">16,100,749</td> <td style="width: 5%; text-align: center;">EE</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">15</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">Años</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2.</td> <td>Suelo de Fundación: CBR</td> <td style="text-align: center;">15.0</td> <td style="text-align: center;">Mr:</td> <td style="text-align: center;">98.00</td> <td style="text-align: center;">Mpa</td> </tr> </table> Datos de Proyecto: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%; text-align: center;">3.</td> <td style="width: 45%;">Nivel de Confiabilidad (R)</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">60.0%</td> <td style="width: 5%; text-align: center;">%</td> <td style="width: 35%; text-align: center;">0.253</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4.</td> <td>Desviación Normal (So)</td> <td style="text-align: center;">0.45</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">5.</td> <td>Índice de Serviciabilidad Final (pf)</td> <td style="text-align: center;">2.00</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> 6. Cálculo del Número Estructural Requerido: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 55%;">NE Requerido para estructura</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">8.75</td> <td style="width: 30%; text-align: center;">cm.</td> </tr> <tr> <td>NE Requerido Capa Asfáltica</td> <td style="text-align: center;">6.32</td> <td style="text-align: center;">cm.</td> </tr> </table> 7. Coeficiente Estructural: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 65%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: center;">ai</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">mi</td> </tr> <tr> <td>7.1 Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N</td> <td style="text-align: center;">0.43</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.2 Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N</td> <td style="text-align: center;">0.41</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.3 Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N</td> <td style="text-align: center;">0.33</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.4 Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%</td> <td style="text-align: center;">0.13</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.5 Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%</td> <td style="text-align: center;">0.12</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> </table> 8. Diseño Estructura de Pavimento: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="width: 45%;"></th> <th style="width: 10%; text-align: center;">Espesor (cm)</th> <th style="width: 10%; text-align: center;">ai</th> <th style="width: 10%; text-align: center;">mi</th> <th style="width: 25%; text-align: center;">NEi (cm)</th> </tr> <tr> <td>Capa 1</td> <td style="text-align: center;">6.0</td> <td style="text-align: center;">0.43</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">2.58</td> </tr> <tr> <td>Capa 2</td> <td style="text-align: center;">9.5</td> <td style="text-align: center;">0.41</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">3.90</td> </tr> <tr> <td>Capa 3</td> <td style="text-align: center;">0.0</td> <td style="text-align: center;">0.33</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Capa 4</td> <td style="text-align: center;">20.0</td> <td style="text-align: center;">0.13</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">2.60</td> </tr> <tr> <td>Capa 5</td> <td style="text-align: center;">0.0</td> <td style="text-align: center;">0.12</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">0.00</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">35.5</td> <td></td> <td style="text-align: center;">N.E. Estruct.</td> <td style="text-align: center;">9.08</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">N.E. Asf.</td> <td style="text-align: center;">6.48</td> </tr> </table>						1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	16,100,749	EE	15	Años	2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa	3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253	4.	Desviación Normal (So)	0.45			5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			NE Requerido para estructura	8.75	cm.	NE Requerido Capa Asfáltica	6.32	cm.		ai	mi	7.1 Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N	0.43	1.0	7.2 Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N	0.41	1.0	7.3 Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N	0.33	1.0	7.4 Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%	0.13	1.0	7.5 Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%	0.12	1.0		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)	Capa 1	6.0	0.43	1.0	2.58	Capa 2	9.5	0.41	1.0	3.90	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00	Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60	Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00		35.5		N.E. Estruct.	9.08				N.E. Asf.	6.48
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	16,100,749	EE	15	Años																																																																																											
2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa																																																																																											
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253																																																																																												
4.	Desviación Normal (So)	0.45																																																																																														
5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00																																																																																														
NE Requerido para estructura	8.75	cm.																																																																																														
NE Requerido Capa Asfáltica	6.32	cm.																																																																																														
	ai	mi																																																																																														
7.1 Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N	0.43	1.0																																																																																														
7.2 Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N	0.41	1.0																																																																																														
7.3 Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N	0.33	1.0																																																																																														
7.4 Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%	0.13	1.0																																																																																														
7.5 Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%	0.12	1.0																																																																																														
	Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)																																																																																												
Capa 1	6.0	0.43	1.0	2.58																																																																																												
Capa 2	9.5	0.41	1.0	3.90																																																																																												
Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00																																																																																												
Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60																																																																																												
Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00																																																																																												
	35.5		N.E. Estruct.	9.08																																																																																												
			N.E. Asf.	6.48																																																																																												

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-8 Diseño Caso 8, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico																																																																																																
Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa																																																																																																
Proyecto: Caso 8			Kilometraje																																																																																													
			Km i																																																																																													
			Km f																																																																																													
Observaciones:																																																																																																
Datos de Diseño: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%; text-align: center;">1.</td> <td style="width: 50%;">Tránsito: EE acumulados a 20 años</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">16,100,749</td> <td style="width: 5%; text-align: center;">EE</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">15</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">Años</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2.</td> <td>Suelo de Fundación: CBR</td> <td style="text-align: center;">15.0</td> <td style="text-align: center;">Mr:</td> <td style="text-align: center;">98.00</td> <td style="text-align: center;">Mpa</td> </tr> </table> Datos de Proyecto: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 5%; text-align: center;">3.</td> <td style="width: 45%;">Nivel de Confiabilidad (R)</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">80.0%</td> <td style="width: 5%; text-align: center;">%</td> <td style="width: 35%; text-align: center;">0.842</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4.</td> <td>Desviación Normal (So)</td> <td style="text-align: center;">0.45</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">5.</td> <td>Índice de Serviciabilidad Final (pf)</td> <td style="text-align: center;">2.00</td> <td></td> <td></td> </tr> </table> 6. Cálculo del Número Estructural Requerido: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 55%;">NE Requerido para estructura</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">9.57</td> <td style="width: 30%; text-align: center;">cm.</td> </tr> <tr> <td>NE Requerido Capa Asfáltica</td> <td style="text-align: center;">6.94</td> <td style="text-align: center;">cm.</td> </tr> </table> 7. Coeficiente Estructural: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 65%;"></td> <td style="width: 15%; text-align: center;">ai</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">mi</td> </tr> <tr> <td>7.1 Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N</td> <td style="text-align: center;">0.43</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.2 Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N</td> <td style="text-align: center;">0.41</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.3 Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N</td> <td style="text-align: center;">0.33</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.4 Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%</td> <td style="text-align: center;">0.13</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> <tr> <td>7.5 Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%</td> <td style="text-align: center;">0.12</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> </tr> </table> 8. Diseño Estructura de Pavimento: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th style="width: 45%;"></th> <th style="width: 10%; text-align: center;">Espesor (cm)</th> <th style="width: 10%; text-align: center;">ai</th> <th style="width: 10%; text-align: center;">mi</th> <th style="width: 25%; text-align: center;">NEi (cm)</th> </tr> <tr> <td>Capa 1</td> <td style="text-align: center;">7.0</td> <td style="text-align: center;">0.43</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">3.01</td> </tr> <tr> <td>Capa 2</td> <td style="text-align: center;">10.0</td> <td style="text-align: center;">0.41</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">4.10</td> </tr> <tr> <td>Capa 3</td> <td style="text-align: center;">0.0</td> <td style="text-align: center;">0.33</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">0.00</td> </tr> <tr> <td>Capa 4</td> <td style="text-align: center;">20.0</td> <td style="text-align: center;">0.13</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">2.60</td> </tr> <tr> <td>Capa 5</td> <td style="text-align: center;">0.0</td> <td style="text-align: center;">0.12</td> <td style="text-align: center;">1.0</td> <td style="text-align: center;">0.00</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;">37.0</td> <td></td> <td style="text-align: center;">N.E. Estruct.</td> <td style="text-align: center;">9.71</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;">N.E. Asf.</td> <td style="text-align: center;">7.11</td> </tr> </table>						1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	16,100,749	EE	15	Años	2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa	3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	4.	Desviación Normal (So)	0.45			5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			NE Requerido para estructura	9.57	cm.	NE Requerido Capa Asfáltica	6.94	cm.		ai	mi	7.1 Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N	0.43	1.0	7.2 Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N	0.41	1.0	7.3 Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N	0.33	1.0	7.4 Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%	0.13	1.0	7.5 Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%	0.12	1.0		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)	Capa 1	7.0	0.43	1.0	3.01	Capa 2	10.0	0.41	1.0	4.10	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00	Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60	Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00		37.0		N.E. Estruct.	9.71				N.E. Asf.	7.11
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	16,100,749	EE	15	Años																																																																																											
2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa																																																																																											
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842																																																																																												
4.	Desviación Normal (So)	0.45																																																																																														
5.	Índice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00																																																																																														
NE Requerido para estructura	9.57	cm.																																																																																														
NE Requerido Capa Asfáltica	6.94	cm.																																																																																														
	ai	mi																																																																																														
7.1 Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N	0.43	1.0																																																																																														
7.2 Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N	0.41	1.0																																																																																														
7.3 Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N	0.33	1.0																																																																																														
7.4 Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%	0.13	1.0																																																																																														
7.5 Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%	0.12	1.0																																																																																														
	Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)																																																																																												
Capa 1	7.0	0.43	1.0	3.01																																																																																												
Capa 2	10.0	0.41	1.0	4.10																																																																																												
Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00																																																																																												
Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60																																																																																												
Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00																																																																																												
	37.0		N.E. Estruct.	9.71																																																																																												
			N.E. Asf.	7.11																																																																																												

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-9 Diseño Caso 9, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 9				Kilometraje	
				Km i	
				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	44,111,645	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	5.0	Mr:	49.30	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	12.64	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	7.38	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:			ai	mi
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N			0.43	1.0
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N			0.41	1.0
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N			0.33	1.0
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%			0.13	1.0
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%			0.11	1.0
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	8.0	0.43	1.0	3.44
	Capa 2	10.0	0.41	1.0	4.10
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60
	Capa 5	25.0	0.11	1.0	2.75
		63.0	N.E. Estruct.		12.89
			N.E. Asf.		7.54

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-10 Diseño Caso 10, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 10			Kilometraje		
			Km i		
			Km f		
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	44,111,645	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	5.0	Mr:	49.30	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	13.70	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	8.10	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:		ai	mi	
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N		0.43	1.0	
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N		0.41	1.0	
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N		0.33	1.0	
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%		0.13	1.0	
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%		0.11	1.0	
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	9.0	0.43	1.0	3.87
	Capa 2	11.0	0.41	1.0	4.51
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	20.0	0.13	1.0	2.60
	Capa 5	25.0	0.11	1.0	2.75
		65.0	N.E. Estruct.		13.73
	N.E. Asf.				8.38

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-11 Diseño Caso 11, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 11				Kilometraje	
				Km i	
				Km f	
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	44,111,645	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	60.0%	%	0.253	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	10.13	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	7.38	cm.		
7.	Coefficiente Estructural:			ai	mi
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N			0.43	1.0
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N			0.41	1.0
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N			0.33	1.0
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%			0.13	1.0
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%			0.12	1.0
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	7.0	0.43	1.0	3.01
	Capa 2	11.0	0.41	1.0	4.51
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	22.0	0.13	1.0	2.86
	Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00
		40.0	N.E. Estruct.		10.38
	N.E. Asf.				7.52

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-12 Diseño Caso 12, método AASHTO 93.

Memoria de Cálculo: Diseño Pavimento Asfáltico Método AASHTO-93 Con Verificación por Capa					
Proyecto: Caso 12			Kilometraje		
			Km i		
			Km f		
Observaciones:					
Datos de Diseño:					
1.	Tránsito: EE acumulados a 20 años	44,111,645	EE	15	Años
2.	Suelo de Fundación: CBR	15.0	Mr:	98.00	Mpa
Datos de Proyecto:					
3.	Nivel de Confiabilidad (R)	80.0%	%	0.842	
4.	Desviación Normal (So)	0.45			
5.	Indice de Serviciabilidad Final (pf)	2.00			
6.	Cálculo del Número Estructural Requerido:				
	NE Requerido para estructura	11.04	cm.		
	NE Requerido Capa Asfáltica	8.10	cm.		
7.	Coeficiente Estructural:			ai	mi
7.1	Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 9.000 N			0.43	1.0
7.2	Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 8.000 N			0.41	1.0
7.3	Capa 3: Mezcla Asfáltica en Caliente. Estabilidad Marshall 6.000 N			0.33	1.0
7.4	Capa 4: Base Granular Estabilizada, CBR min. 80%			0.13	1.0
7.5	Capa 5: Subbase Granular, CBR min. 40%			0.12	1.0
8.	Diseño Estructura de Pavimento:				
		Espesor (cm)	ai	mi	NEi (cm)
	Capa 1	8.0	0.43	1.0	3.44
	Capa 2	12.0	0.41	1.0	4.92
	Capa 3	0.0	0.33	1.0	0.00
	Capa 4	22.0	0.13	1.0	2.86
	Capa 5	0.0	0.12	1.0	0.00
		42.0	N.E. Estruct.		11.22
			N.E. Asf.		8.36

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-13 Diseños de carpeta asfáltica utilizados en Chile.

	RODADURA															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Tipo de Mezcla	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura	Roda dura
VMA	16.9	15.9	16.4	16.4	15.9	16.3	17.1	16.5	14.7	16.4	15.3	17	16.4	15.7	14.2	15.9
% vacíos	5.5	4	4.6	4.6	4.4	5.2	5	4.9	5	6.1	5	5.5	6.1	5.4	4.3	5.4
Binder efectivo	11.4	11.9	11.8	11.8	11.5	11.1	12.1	11.6	9.7	10.3	10.3	11.5	10.3	10.3	9.9	10.5
% asfalto	5.5	5.3	5.4	5.4	5.4	5.3	5.4	5.5	5	5.1	5.1	5.4	5.3	4.9	4.8	4.9
Densidad	2350	2361	2355	2356	2343	2348	2275	2339	2377	2480	2356	2460	2313	2337	2450	2337
Banda Granulométrica	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-10	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	IV-A-12	S-20	IV-A-20	IV-A-20
Retenido 3/4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	8	5
Retenido 3/8	29	27	26	24	29	27	22	8	29	26	26	24	28	32	37	32
Retenido #4	48	49	49	48	49	53	44	40	52	48	48	45	56	50	54	50
Pasante #200	4	4	5	5	5	6	4.2	6.8	5	6.2	6.2	6	5	6	6	6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla C-14 Diseños de capa intermedia utilizados en Chile.

	BINDER			
	17	18	19	20
Tipo de Mezcla	Binder	Binder	Binder	Binder
VMA	17.9	14.2	14.3	16.3
% vacíos	7.3	6.1	5.5	6.1
Binder efectivo	10.6	8.1	8.8	10.2
% asfalto	4.8	4.2	4.2	4.8
Densidad	2328	2359	2359	2348
Banda Granulométrica	III-12-A	III-20	III-20	III-12-A
Retenido 3/4	0	0	0	0
Retenido 3/8	22	43	41	29
Retenido #4	52	60	64	55
Pasante #200	3	5	4.1	6

Fuente: Elaboración propia