Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

“Análisis Comparativo de Diseño para Pavimentos Rígidos entre las Metodologías Empírica y Empírico-Mecanicistas”

Por

Eliberto Alfonso Valenzuela Espinoza

Trabajo de Título para optar al Grado de licenciado en Ciencias de la Ingeniería y
Título de Ingeniero Civil

Diciembre, 2018

Profesor Guía: Tarek Saud Costa

A mis padres
por todo el esfuerzo y entrega de su incondicional apoyo puesto en mi…

Agradecimientos

Quiero agradecer a mis padres por su apoyo incondicional, por entregarme las herramientas para poder lograr mis objetivos, y poder así entregarme el regalo más valioso que es la educación, agradecer a mi madre Clementina Espinoza por su entrega en poder brindarme siempre lo mejor, su fortaleza, su delicadeza y paciencia que siempre estuvo para apoyarme. A mi padre Eliberto Valenzuela por sus consejos en momentos difíciles y por sobre todo su paciencia

A mis hermanos Antonio, Carolina y Carmen Gloria por sus consejos, su hermandad y su cariño brindado siempre

A mi Familiares que estando a distancia siempre puede recibir ese apoyo gracias por sus mensajes de aliento y las buenas vibras

A mis amigos que me acompañaron en este camino gracias por todo sus consejos y su buena onda

A mis profesores que sin duda fueron fundamentales en esta etapa de mi vida gracias por la educación recibida

A mi profesor Guía Tarek Saud por su disposición y colaboración en mi trabajo de título que sin su ayuda no hubiese sido posible.

Y así a todos los que de alguna manera han contribuido en mi desarrollo como persona y como profesional.

INDICE

Glosario. 6
Lista de figuras 7
Lista de tablas 9
1 Antecedentes Generales 11
1.1. Planteamiento del Problema 11
1.2. Objetivos 12
1.2.1. General 12
1.2.2. Específicos 12
1.3. Alcances 13
1.4. Metodología del Trabajo de Título 14
2 Esfuerzos del pavimento de hormigón 15
2.1. Esfuerzos producidos por cargas de tránsito 15
2.2. Esfuerzos producidos por cambios de temperatura. 16
2.3. Esfuerzos producidos por cambios de humedad 17
3 Metodología AASHTO 93 19
3.1. Tránsito 21
3.2. Confiabilidad (R) 22
3.3. Serviciabilidad 25
3.4. Propiedades de los Materiales 27
3.5. Características Estructurales 28
4 Metodología PCA 31
4.1. Análisis de la Fatiga 31
4.2. Análisis de Erosión 35
4.3. Tránsito 38
4.4. Propiedades de los Materiales 40
5 Metodología aashto 98 42
5.1. Descripción General del Proceso de Diseño 43
5.2. Transito 45
5.3. Confiabilidad de Diseño 45
5.4. Propiedades de los materiales 45
5.5. Medioambiente 45
5.6. Modelo de agrietamiento transversal 46
5.7. Ecuaciones de diseño 50

6 Parámetros de Diseño 51
6.1. Estructura Tipo 51
6.2. Variable de Niveles de Tránsito 52
6.3. Método AASHTO 93 53
6.4. Método PCA 55
6.5. Método Empírico-Mecanicista 58
7 Análisis de sensibilidad 61
7.1. Método AASHTO 93 62
7.2. Método PCA 79
7.3. Metodología Empírico-Mecanicista 86
8 Análisis comparativo 97
9 Conclusiones y comentarios 103
9.1. Conclusiones 103
9.2. Comentarios y Recomendaciones 105
9.2.1. Comentarios 105
9.2.2. Recomendaciones 105
10 Bibliografía 106
11 Anexos 108
11.1. Diseño de espesores AASHTO 93 caso 1 112
11.2. Diseño de espesores AASHTO 93 caso 2 113
11.3. Diseño de espesores Metodo empírico-mecanicista caso 1 114
11.4. Diseño de espesores Metodo empírico mecanicista caso 2 116
11.5. Diseño de espesores Metodo PCA caso 1 118

GLOSARIO.

AADTT	Average Annual Daily Truck Traffic (Tránsito Promedio Diario Anual de Camiones)
AADT	Average Annual Daily Traffic (Tránsito Promedio Diario Anual)
PCA	Portland Cement Association
AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
NCHRP	The National Cooperative Highway Research Program
ICH	Instituto Chileno del Hormigón
JCPC	Jointed plain concrete pavements (losa de hormigón con juntas)
CBR	California Bearing Ratio (Relación de Soporte de California)
FHWA	Federal Highway Administration
ESAL	Equivalent Single Axle-Load (Carga por Eje Simple Equivalente)
PCC	Portland Cement Concrete (Concreto de Cemento Portland)
IRI	International Rough Ness Índex (Índice Internacional de Regularidad)
EICM	Enhanced Integrated Climate Model (Modelo Climático Integrado)
LTPP	Long Term Pavement Performance —pavement study program‖
PSR	Present Service Rating
R	Reliability (Confiabilidad)
FEV	Factor equivalente
TMDA	Tránsito medio diario anual

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Condición día y alabeo convexo....17
Figura 3.1 - Nomograma de diseño AASHTO 93. 20
Figura 3.2 - Continuación de nomograma de diseño AASHTO 93....21
Figura 3.3 - Concepto de confiabilidad en el método de diseño AASHTO 93....25
Figura 3.4 - Transferencia de carga....30
Figura 4.1 - Carga por eje, posición crítica por esfuerzos de flexión....32
Figura 4.2 - Factor equivalente del esfuerzo en el borde en función del porcentaje de vehículos pesados en el borde....33
Figura 4.3 - Análisis de fatiga (repeticiones permisibles basadas en el factor de relación de esfuerzo con y sin apoyo lateral) 34
Figura 4.4 - Carga por eje, posición crítica para deflexiones 35
Figura 4.5 - Análisis de erosión (repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, sin apoyo lateral....37
Figura 5.1 Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de espesor....44
Figura 5.2 - La relación entre el daño por fatiga y el porcentaje de las losas se agrieta en JPCP ...46
Figura 5.3 - Agrietamiento abajo hacia arriba....47
Figura 5.4 - Agrietamiento de arriba hacia abajo....48
Figura 5.5 - Escalonamientos juntas....49
Figura 6.1 - Estructura tipo de pavimento....51
Figura 6.2 - Espectro de carga eje simple 56
Figura 6.3 - Espectro de carga eje tándem....57
Figura 7.1 - Espesor de losa v/s la serviciabilidad inicial mediante AASHTO 93....64
Figura 7.2 - Influencia del espesor de losa v/s la serviciabilidad final en el método AASHTO 93 66
Figura 7.3 - Espesor de losa v/s coeficiente de drenaje mediante AASHTO 93....68
Figura 7.4 - Influencia del espesor de losa v/s coeficiente de transferencia en el método AASHTO 93 70
Figura 7.5 - Influencia del espesor de losa v/s la confiabilidad en el método AASHTO 93....72
Figura 7.6 - Influencia del espesor de losa v/s módulo de elasticidad del hormigón en el método AASHTO 93....74
Figura 7.7 - Influencia del espesor de losa v/s la resistencia del hormigón en método de diseño AASHTO 93....76
Figura 7.8 - Influencia del espesor de losa v/s módulo de reacción en método AASHTO 93....78

Figura 7.9 - Sensibilidad del módulo de rotura en el Método PCA.....80
Figura 8.1 - Comparación de la influencia del CBR en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98 98
Figura 8.2 Comparación del CBR subrasante en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98 Caso 2.....99
Figura 8.3 - Comparación de resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 1.....100
Figura 8.4 - Comparación de la resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 2.....102

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 - Índice de serviciabilidad 25
Tabla 3.2 - Índices de Serviciabilidad Pavimentos Nuevos 27
Tabla 3.3 - Drenaje según AASHTO 28
Tabla 3.4 - Continuación de Coeficiente de Drenaje 28
Tabla 3.5 - Valores coeficiente trasmisión de carga 29
Tabla 3.6 - Valores de LS 30
Tabla 4.1 - Incremento en el valor de K del suelo, según el espesor de una base granular 41
Tabla 4.2 - Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular cementada 41
Tabla 6.1- Resistencia a la flexo-tracción (promedio a los 28 días) 52
Tabla 6.2 - Nivel de confiabilidad AASHTO 1993 54
Tabla 6.3 - Confiabilidad AASHTO 93 y su desviación estándar normal, Zr 54
Tabla 6.4 - Periodo de análisis AASHTO 93 54
Tabla 6.5 - Resultados de diseños correspondiente a clima templado AASHTO 93 55
Tabla 6.6 - Ejes solicitantes y confiabilidades 58
Tabla 6.7 - Estadísticas climáticas 59
Tabla 6.8 - Módulos de elasticidad y coeficientes de fricción de las bases. 60
Tabla 6.9 - Factor de ajuste por tipo de berma 60
Tabla 6.10- Índice de serviciabilidad 60
Tabla 6.11 - Resultados de los diseños de espesores método empírico-mecanicista 60
Tabla 7.1 - Parámetros de estructura tipo análisis de sensibilidad 62
Tabla 7.2 - Resultados de la variación de la serviciabilidad final en la ecuación de AASHTO 93 63
Tabla 7.3 - Resultados de la variación de la serviciabilidad final en el método AASHTO 93 65
Tabla 7.4 - Resultados de la variación del coeficiente de drenaje en la ecuación AASHTO 93 67
Tabla 7.5 - Resultados de la variación del coeficiente de transferencia en el método AASHTO 93. 69
Tabla 7.6 - Resultados de la variación de la confiabilidad en método AASHTO 93 71
Tabla 7.7- Resultados de la variación del módulo de elasticidad del hormigón en la ecuación AASHTO 93 73
Tabla 7.8 - Resultados de la variación de la resistencia del hormigón en el método AASHTO 93 ... 75
Tabla 7.9 - Resultados de la variación del Módulo de reacción en el método AASHTO 93 77
Tabla 7.10 - Valores considerados en el análisis de sensibilidad Método PCA 79
Tabla 7.11 - Resultados de la variación del módulo de rotura en el método PCA 80
Tabla 7.12 - Resultados de la variación del módulo de rotura en el método PCA 81

Tabla 7.13 - Continuación Resultados de la variación del CBR de la subrasante en el método PCA 82
Tabla 7.14 Resultados de la variación del CBR en el método PCA 83
Tabla 7.15 - Resultados de la variación del factor de seguridad en el método PCA 84
Tabla 7.16 - Resultados de la variación del factor de seguridad en el método PCA 85
Tabla 7.17 - Valores considerados en el análisis de sensibilidad por el método empírico mecanicista 86
Tabla 7.18 - Resultados a la variación del CBR en el método empírico mecanicista 87
Tabla 7.19 - Resultados de la variación del módulo de elasticidad de hormigón en el método empírico 89
Tabla 7.20 - Resultados a la variación del factor berma en el método empírico mecanicista.....91
Tabla 7.21 - Resultados a la variación de la resistencia del hormigón en el método empírico mecanicista 93
Tabla 7.22 - Resumen de la variación de parámetros en el análisis de sensibilidad del método AASHTO 93.....95
Tabla 7.23 - Resumen de la variación de los parámetros a utilizar en el análisis de sensibilidad Método PCA Caso 1.....95
Tabla 7.24 - Resumen de la variación de los parámetros a utilizar en el análisis de sensibilidad Método PCA Caso 2.....96
Tabla 7.25 - Resumen de la variación de los parámetros a utilizar en el análisis de sensibilidad Método AASHTO 98.....96
Tabla 8.1 - Resultados de la comparación de CBR en el espesor de los métodos AASHTO 93, PCA, Método empírico mecanicista caso 1.....98
Tabla 8.2 - Resultados de la comparación del CBR en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98 caso 2.....99
Tabla 8.3 - Resultados de la comparación de la resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 1 100
Tabla 8.4 - Resultados de la comparación de la resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 2 101
Tabla 11.1 Esfuerzo equivalente para pavimentos sin apoyo lateral 108
Tabla 11.2 Esfuerzo equivalente para pavimentos con apoyo lateral 109
Tabla 11.3 Factores de erosión para pavimentos con pasa juntas y sin apoyo lateral 110
Tabla 11.4 Factores de erosión, para pavimentos sin pasa juntas y sin apoyo lateral 111

1 ANTECEDENTES GENERALES

1.1. Planteamiento del Problema

Los métodos de diseño de pavimentos tienen como objetivo relacionar la evolución funcional y estructural que experimente la integridad de éstos. Para el diseño de pavimentos, tanto flexible como rígido, se han desarrollado 3 enfoques o maneras de analizarlos: el empírico, el empírico-mecanicista y el mecanicista; entre estos 3 enfoques el más utilizado es el empírico, ya que éstos están basados en datos y modelos experimentales, tal como es el caso del método desarrollado por AASHTO.

El método AASHTO se basa en datos y modelos experimentales obtenidos de la prueba AASHO, que fue realizada a finales de los años 50 en Illinois, en los Estados Unidos. Cabe destacar que los niveles de tráfico, la tecnología de construcción y los materiales de la época eran muy diferentes a los actuales, y el suelo de fundación de la prueba era de muy baja calidad. Además, el criterio que utiliza para definir la falla es sólo la serviciabilidad del pavimento y no se encuentran incorporados en el diseño modelos de deterioros que tengan una calibración para la realidad nacional" **[1]**, por lo que la limitación de este enfoque radica en su adaptación a condiciones y realidades diferentes a las que existen en el lugar donde se realizó la prueba AASHO. Es relevante señalar que las condiciones climáticas en que se efectuó esta prueba eran muy diferentes a las que se observan en Chile.

Por otro lado, están los métodos mecanicistas, que incorporan la modelación del pavimento de hormigón utilizando elementos finitos, el cual adoptan modelos de deterioro como también las propiedades mecánicas de los materiales para la determinación de los esfuerzos y deformaciones internas en el pavimento durante su vida útil. Al relacionar estas respuestas mecánicas, esfuerzos internos y deformación, con la parte empírica se desarrollaron los métodos empírico-mecanicistas. Los componentes mecanicistas permiten determinar la respuesta del pavimento ante situaciones de cargas y clima, utilizando modelos matemáticos, mientras que los componentes empíricos relacionan respuesta del pavimento con indicadores observados de comportamiento y funcionabilidad" **[2]**

El método de diseño estructural para pavimentos rígidos usado en Chile se basa en el método empírico AASHTO 93, como también en AASHTO 98 descritos y desarrollados en el Manual de Carreteras, Volumen 3. La Dirección de Vialidad ha elegido como procedimiento de diseño de pavimentos rígidos, una adaptación a las condiciones nacionales de los métodos desarrollados en los Estados Unidos por la AASHTO (American Association Of State Highway And Transportation Officials) el cual el criterio de falla está asociado a la serviciabilidad del pavimento y no se encuentran incorporados en el diseño modelos de deterioro.

En este trabajo de título se hará un análisis comparativo entre las metodologías empírica y la empírico-mecanicista de diseño de pavimentos rígidos, para determinar cómo influyen sus parámetros de diseño que tengan en común los 3 métodos a estudiar: el método empírico AASHTO 93, y los empírico-mecanicistas AASHTO 98 y el método PCA.

1.2. Objetivos

1.2.1. General

Generar y comparar diseños de pavimentos rígidos, entre el método empírico AASHTO 93 y los métodos empírico-mecanicistas AASHTO 98 y PCA, aplicados a una estructura de pavimento rígido.

1.2.2. Específicos

- Descripción de los 3 métodos a analizar
- Establecer las principales diferencias de los efectos de los parámetros de diseño como los ejes equivalentes, CBR subrasante entre otras variables, para las distintas metodologías
- Efectuar un análisis de sensibilidad evaluando la influencia de los parámetros de diseño que influyen en la estructura de pavimentos resultante. Aplicando dos enfoques distintos el empírico y el empírico mecanicista.
- Comparar estructuraciones de diseño mediante los tres métodos tales como espesor, resistencia del hormigón, entre otras variables.

1.3. Alcances

Para este trabajo de título se debe tener en consideración los siguientes alcances:

- El presente estudio se realizará bajo un concepto teórico, por lo que no se realizarán pruebas de laboratorio para la obtención de datos.

- Para la estructuración del pavimento, los diseños se limitan a “pavimentos de hormigón simple con juntas” o JPCP, pavimento de hormigón con juntas sin refuerzo), con una base granular. Para la subrasante se estiman valores de (CBR) de 5%, 10%, 25%, 35%

- Para el cálculo de los espesores se utiliza una planilla de cálculo Excel para el método AASHTO 93, para el método AASHTO 98, software vigente a través del programa PAVIVIAL, versión de junio de 2002 y software PCAcalculo para el método PCA.

- Para el diseño de pavimentos de hormigón se utilizará una estructura de pavimento tipo, la misma para los 3 métodos, sólo se variarán los parámetros de entrada (tránsito, CBR, resistencia a la flexión) en función del espesor.

- En el diseño se considerará la determinación del espesor de la losa de hormigón en función de las variables de diseño, tales como cargas de tránsito, calidad de la subrasante, etc. También se efectuará el análisis y verificación de escalonamiento, de juntas y esquinas de la losa para cada uno de los métodos aplicado.

- Los parámetros y variables que condicionan el diseño corresponden a datos obtenidos en Chile, cualquier otro dato que no se disponga se ocupará uno similar a las condiciones requeridas.

1.4. Metodología del Trabajo de Título

- Recopilación de información y antecedentes relevantes para los métodos de diseño de pavimentos rígidos, esto es: los métodos AASHTO 93, AASHTO 98 y PCA, con el fin de comprender y analizar los parámetros que influyen en el diseño de pavimentos rígidos.

- Descripción y explicación de manera detallada de la metodología de diseño para los métodos mencionados. Se seleccionarán las variables de diseño en el cual se realizará el análisis comparativo y los criterios que se utilizarán a la hora de comparar resultados de espesor de losa.

- Utilización de software o plantilla de diseño respectiva a cada método que son aplicados en el diseño de pavimentos de rígidos.

- Definición y diseño la estructura de pavimento tipo, el cual es la misma para los tres métodos, sólo se variarán los parámetros de diseño, tales como la calidad de la subrasante, la resistencia a la flexo-tracción del hormigón, entre otros.

- Efectuar un análisis de sensibilidad para determinar cómo afecta la variación de los parámetros de diseño en la estructura del pavimento, en este caso en el espesor de la capa de rodadura.

- Análisis de resultados, para el cual se realizará un análisis comparativo de los resultados obtenidos para cada metodología, de acuerdo con lo obtenido en el análisis de sensibilidad de cada método.

2 ESFUERZOS DEL PAVIMENTO DE HORMIGÓN

Para obtener los esfuerzos internos en las losas se pueden determinar básicamente de tres maneras: por medio de soluciones analíticas, mediante gráficos de influencia, o por elementos finitos. Las ecuaciones analíticas desarrolladas originalmente por Westergaard pueden aplicarse a una carga de una rueda simple con un área de contacto con forma circular, semi circular, elíptica o semi elíptica, con carga de borde, carga interior y de esquina. Los gráficos de influencia, desarrollados por Pickett y Ray, se basan en la teoría de Westergaard. El método de los elementos finitos puede aplicarse para analizar varias losas, ya sean apoyadas sobre una fundación del tipo líquido denso o sólido elástico. **[9]**

La fundación del tipo líquido denso supone que la subrasante está compuesta por un conjunto de resortes independientes; la deflexión en cualquier punto es proporcional a la fuerza aplicada en el punto y es independiente de la fuerza aplicada en otros puntos. Este supuesto no es real y no representa el comportamiento de los suelos. Debido a la simplicidad, fue utilizado por Westergaard para el desarrollo de sus ecuaciones. Además, considerando la discontinuidad que se produce en el cuenco de deflexiones en la junta de una losa la única alternativa que existe es utilizar una fundación como liquido denso. **[9]**

Las ecuaciones de Westergaard y los gráficos de influencia de Pickett y Ray son una buena aproximación para el cálculo de las tensiones en las losas debido a las cargas, pero debido a los supuestos que se utilizaron en su desarrollo, ante situaciones más reales como por ejemplo longitud finita de las losas o la presencia de un diferencial de temperatura a través del espesor de la losa son poco prácticas. Para resolver situaciones más complejas es posible utilizar el método de los elementos finitos. La ventaja de las ecuaciones de Westergaard es su fácil implementación en algoritmos, con un bajo costo de recursos computacionales, no así el método de los elementos finitos que utiliza una importante cantidad de recursos computacionales y tiempos de ejecución. **[9]**

Los factores que contribuyen al desarrollo de los esfuerzos en pavimentos rígidos son los generados por.

- Cargas de tránsito
- Cambios de temperatura
- Alabeo por gradiente térmico
- Contracción durante el fraguado
- Expansión y contracción por cambios uniformes de temperatura
- Factores de humedad

2.1. Esfuerzos producidos por cargas de tránsito

Las cargas de tránsito en los pavimentos pueden ser de 3 tipos: carga interior, carga de borde y carga de esquina.

Carga interior

La carga interior de losa ocurre en la zona de al medio de las juntas, la cual genera esfuerzos de tracción en la parte inferior de la losa

Carga de borde

Las cargas de borde son cuando los ejes de la carga de tránsito pasan por los bordes de la superficie de losa y lejana a las esquinas, los cuales generan esfuerzos de tracción en la fibra inferior de la losa, como se puede apreciar en la Figura 2.5:

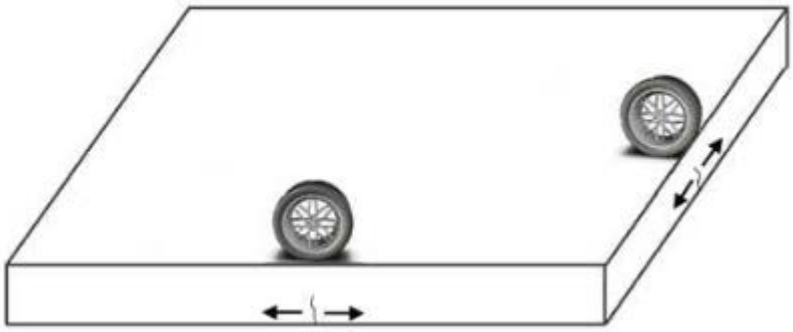


Figura 2.5 - Carga de borde

Carga de esquina

La carga esquina es cuando los ejes de la carga de tránsito pasan por la esquina, los cuales generan esfuerzos de tracción en la fibra superior de la losa; esto ocurre cuando el centro de la carga está en la bisectriz del ángulo de la esquina, tal como se observa en la Figura 2.6:

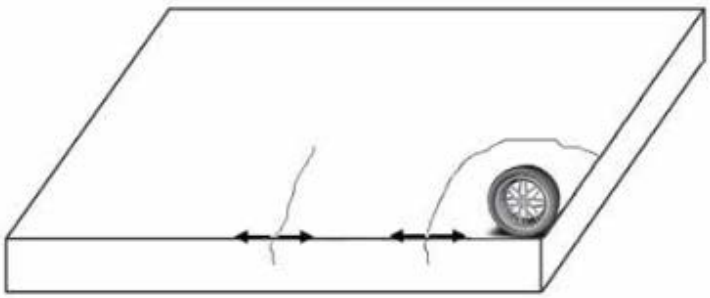


Figura 2.6 - Carga esquina

2.2. Esfuerzos producidos por cambios de temperatura.

2.2.1 Alabeo por gradiente térmico

Debido a los cambios de temperatura que se producen en el día, también cambia la temperatura del pavimento. Este ciclo térmico crea un gradiente térmico en la losa, lo que le produce un alabeo, pero el peso propio de ésta y su contacto con la superficie de apoyo restringen el movimiento, generándose esfuerzos, dependiendo de la hora del día, estos esfuerzos se pueden sumar o restar de los efectos producidos por cargas del tránsito. **[28]**

2.2.2 Condición de día

La superficie de la losa está expuesta a la exposición solar, donde la temperatura es mayor que en la fibra inferior de la losa, por lo cual su fibra superior tiende a dilatarse con respecto a la fibra neutra, mientras que la fibra inferior tiende a contraerse; al igual que en el caso anterior, su peso propio restringe su expansión y contracción, induciendo tensiones de compresión en la fibra superior de la losa y en la fibra inferior, tensiones de tracción, lo que produce un alabeo convexo, tal como se observa en la Figura 2.1:

Figura 2.1 - Condición día y alabeo convexo

2.2.3 Condición de noche

Durante la noche, cuando la superficie de la losa tiene una temperatura menor que la cara inferior de la losa, las fibras superiores tienden a contraerse con respecto a las fibras inferiores, induciendo tracciones en la fibra superior de la losa y compresiones en la fibra inferior de la losa, generando un alabeo cóncavo, como se muestra en la Figura 2.2:

Figura 2.2 - Condición noche y alabeo cóncavo

2.3. Esfuerzos producidos por cambios de humedad

Debido a que los pavimentos de hormigón están en contacto con el suelo, la parte inferior de la losa se encuentra con mayor exposición a la humedad, más que en su fibra superior, esto con lleva a que

exista una diferencia de humedad en el espesor de la losa, lo que produce que las fibras superiores tiendan a contraerse con respecto a las fibras inferiores generando un alabeo cóncavo en la losa. Sin embargo, el peso propio de ésta y sus condiciones de borde restringen la contracción de las fibras superiores, induciendo tensiones de tracción en la fibra superior, y tensiones de compresión en la fibra inferior. En la Figura 2.3 se puede observar las tensiones de compresión y de tracción en las respectivas fibras:

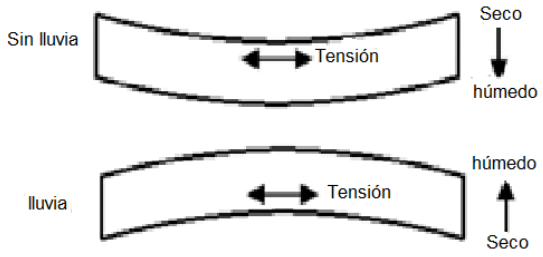


Figura 2.3 - Esfuerzos producidos por humedad

2.3.1 Alabeo permanente

Los pavimentos de hormigón son usualmente construidos durante las mañanas de días soleados, a condiciones que exponen a las losas recién hormigonadas a altas diferencias de temperatura debido a la radiación solar y al calor producido por el fraguado. Las losas de hormigón permanecen planas mientras se endurecen, pero en este escenario donde la parte superior de ésta tiene una mayor temperatura que la inferior, se puede presentar un gradiente de temperatura positivo durante el periodo de endurecimiento. Esta temperatura es llamada temperatura de “gradiente de temperatura de cero-estrés”. Cuando el gradiente de temperatura en la losa disminuye por debajo de la temperatura en el tiempo de construcción, el gradiente de cero estreses, la losa tiende a curvarse hacia arriba causando tensiones en su parte superior, que conducen a un agrietamiento denominado “desde arriba hacia abajo” debido a que la losa de hormigón está restringida por varios factores, tal como su peso propio **[29]**

Durante el hormigonado, la superficie está expuesta al aire, se produce un aumento en la temperatura, que facilita la deshidratación y evaporación de la mezcla en la fibra superior de la losa, en cambio en la fibra inferior está en contacto con la base manteniendo su humedad. La diferencia de humedad a través de la losa causa una mayor retracción en la fibra superior que en la inferior generando un alabeo cóncavo, y al igual que el alabeo por humedad, el peso propio de la losa restringe la deformación induciendo tracción en la fibra superior y compresión en la fibra inferior de la losa.

Tal como se observa en la Figura 2.4, a diferencia de los alabeos por temperatura y por humedad, que dependen de condiciones climáticas, el alabeo de retracción hidráulica del hormigón, o también conocido como alabeo de construcción, es permanente.

Figura 2.4 - Tensión por alabeo permanente

3 METODOLOGÍA AASHTO 93

AASHTO 93 es un método que, derivado de los resultados de la prueba AASHO y actualizado con diversas incorporaciones y modificaciones en los últimos años, se ha transformado en un método de diseño empírico de pavimentos para calcular el espesor de pavimento, aplicando diferentes variables, tales como de manera simplista e indirectamente las condiciones climáticas y las características de tipo de suelo que se relacionan a la demanda de carga.

El método AASHTO 1993 es aplicado actualmente en Chile, realizando recomendaciones de adaptación exigidas por el Ministerio de Obras Públicas. Su aplicación se ha realizado en diferentes lugares del territorio, detectando algunas carencias al modelo. Las principales son la ausencia de las características del clima propias del territorio nacional.

La ecuación de diseño del método AASHTO 1993 para pavimentos de hormigón es la siguiente:

$$LogW_{18=}Z_R \cdot S_0 + 7.35 \cdot Log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{Log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}\right]}{1+\frac{1.624*10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 \cdot p_t) \cdot Log_{10}\left[\frac{S'_c \cdot C_d \cdot (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \cdot J\left[D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}}\right]}\right] \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde,

W_{18} = Ejes equivalentes de 18 [kips] acumulados durante la vida del diseño.
Z_R = Punto asociado al nivel de confianza en una curva de distribución normal estándar.
S_0 = Desviación estándar de la combinación de errores de predicción de tránsito y de predicción de comportamiento general del pavimento para un nivel de tránsito dado.
D = Espesor de la losa de hormigón [in].
ΔPSI = Diferencia entre el nivel de seviciabilidad inicial, P_i y final, P_t
S'_c = Resistencia media del hormigón a la flexotracción a los 28 días [psi].
J = Coeficiente de transferencia de carga.
C_d = Coeficiente de drenaje.
E = Módulo de elasticidad del hormigón [psi].
K = Módulo de reacción efectivo [psi].

La Guía AASHTO 93 resuelve la Ecuación 3.1 por medio de un nomograma, con el cual se obtiene directamente el espesor de la capa de hormigón de la estructura de pavimento. Este nomograma se presenta en las Figuras 3.1 y 3.2:

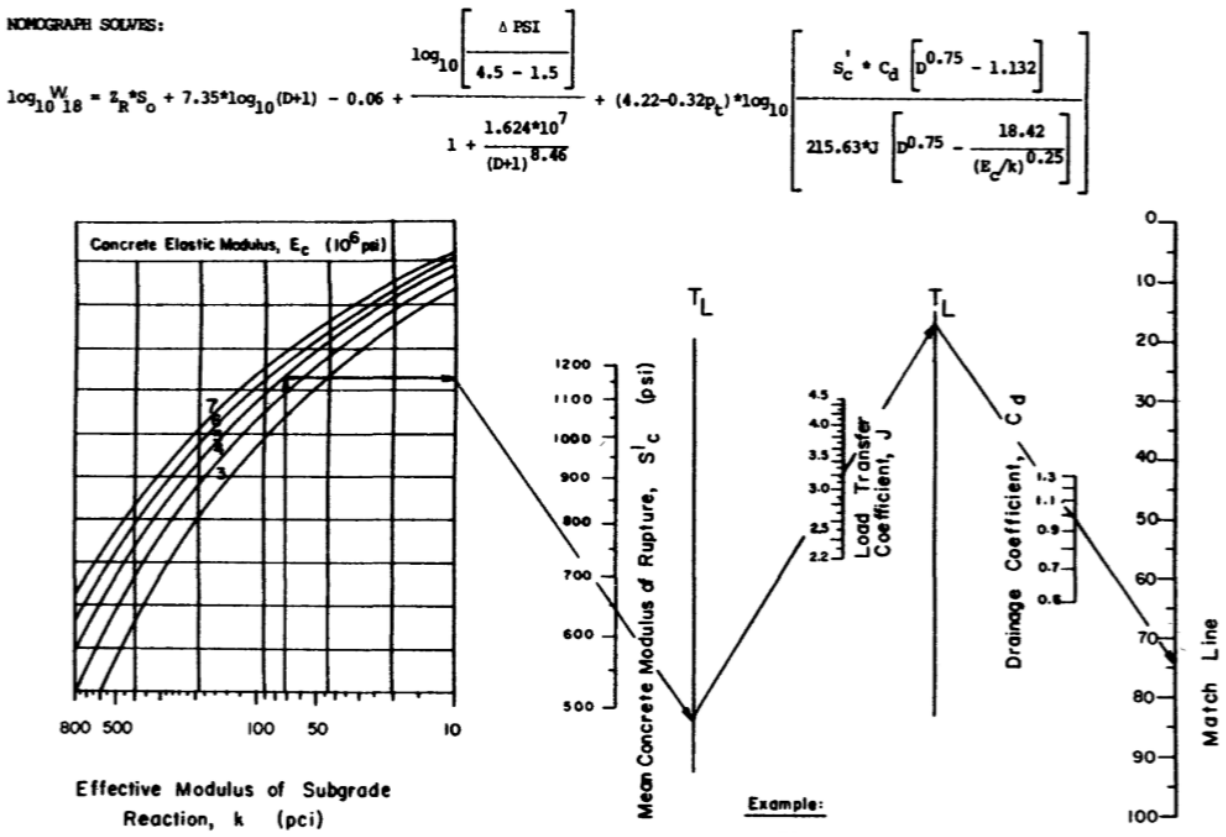


Figura 3.1 - Nomograma de diseño AASHTO 93.

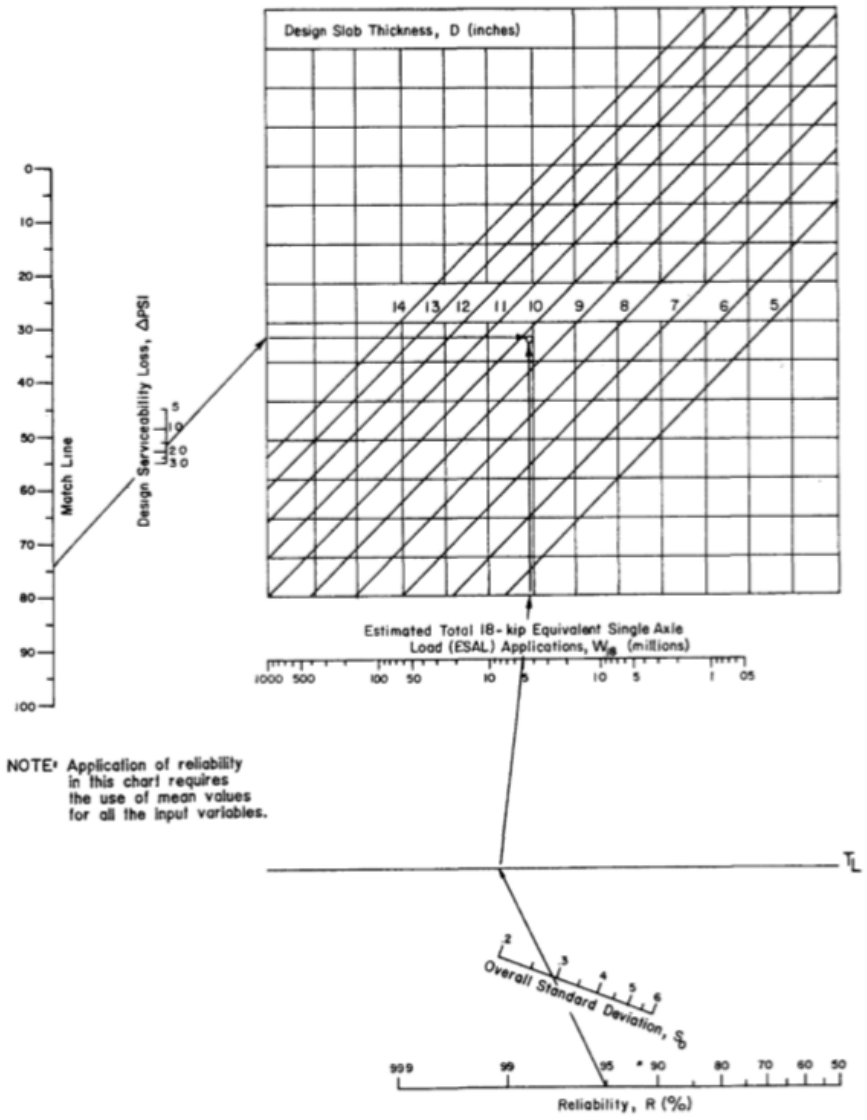


Figura 3.2 - Continuación de nomograma de diseño AASHTO 93

3.1. Tránsito

El método considera el tránsito solicitante a través del concepto de ejes equivalentes, los cuales se determinan partir de información básica como es el tránsito medio diario anual (TMDA), tasas de crecimiento para cada tipo de vehículo, distribución de los ejes solicitantes en cada rango de carga, factor de pista de diseño. Todos estos datos se emplean para determinar los factores de ejes equivalentes (FEV) para cada vehículo y transformarlas solicitaciones a un número de ejes equivalentes de18 [kip] o 8.17 [Ton]. **[3]**

El volumen de tránsito a considerar sólo toma en cuenta vehículos pesados (camiones de dos y más ejes, y buses), debido a que sólo éstos influyen de forma significativa en el comportamiento del pavimento. En primera instancia, determina el tránsito actual y proyectarlo al período de su vida de

diseño, cada un año, para finalmente sumarlos, obteniendo el tránsito, que el pavimento acumulará durante su vida de diseño. La tasa de crecimiento que se ocupa es la tasa de crecimiento geométrico, lo cual depende del crecimiento de la economía, las actividades comerciales y el tipo de vehículo pesado considerado.

La variable W_t representa el tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes (EE), que constituyen una medida única (pasada de un eje simple de 18 kip u 8.1 ton), que da cuenta de la pérdida de serviciabilidad que sufre el pavimento, a los cuales se reducen ejes de diferente carga y configuración.

Con respecto a esta representación en EE de ejes de diferente carga y configuración, hay un tipo de configuración no incluida, los cuales: eje de configuración triple (tridem), que se extrapola a los EE, mediante factores de equivalencia.
Está representada por la siguiente expresión:

$$W_t = W_T \cdot Fr \qquad \text{Ecuación 3.2}$$

donde

Fr = Factor de Equivalencia.
W_t= Número de EE de 18 kips.
W_T = Número de aplicaciones de determinada carga y configuración.

3.2. Confiabilidad (R)

La confiabilidad en el diseño AASHTO 93 representa la probabilidad de que el pavimento dure efectivamente la vida útil considerada en el diseño. Por lo tanto, es la probabilidad de que la estructura tenga un comportamiento real, igual o mejor que el previsto durante la vida de diseño adoptada. La forma de considerar la confiabilidad en este método es considerando un tránsito ficticio en lugar del tránsito proyectado. En general, la selección de la confiabilidad debe basarse en un equilibrio entre los costos de construcción y mantención. En Chile se puede adoptar rangos de confiabilidad basándose en la categoría de la vía a diseñar, de forma tal que una vía colectora requerirá una confiabilidad superior que una calle local. **[4]**

Para comprender como se define la confiabilidad y los errores que intervienen en el método AASHTO 93, se definen los siguientes "tránsitos" involucrados:

W_T = Predicción de tránsito para el periodo de diseño T (es el que se obtiene, por lo general a partir de las tasas de crecimiento).
N_T = Tránsito real que circulara en el periodo de diseño T.
N_t = Tránsito real con que contará el camino cuando su serviciabilidad sea p_t.
W_t = Tránsito que se ocupa en la ecuación de diseño y que es una predicción de N_t.
F_R = Factor de seguridad mayor o igual a 1.

Cabe señalar que el diseñador impone $W_t = W_T \cdot F_R$ para poder despejar de la ecuación, a partir de W_t, los parámetros de diseño que estime necesarios. Sin embargo, como la ecuación no es perfecta en su predicción de comportamiento, W_t sigue siendo sólo una predicción del tránsito real N_t , que produce una serviciabilidad final P_t. **[5]**

Los cuatro tipos de tránsitos descritos anteriormente definen tres intervalos donde pueden producirse los errores, éstos son:

- Error en la predicción del tránsito asociado a la vida de diseño, δ:

$$(\log W_T - \log\ N_{T.}) = \pm\delta(\ N_T, W_T)$$

- Factor de seguridad, F_R:

$$(\log W_t - \log W_{T.}) = +\log F_R \qquad \text{Ecuación 3.3}$$

- Error en la predicción del comportamiento del pavimento:

$$(\log N_t - \log\ W_{t.}) = \pm\delta(\ W_t, N_t) \qquad \text{Ecuación 3.4}$$

- El error total se obtiene sumando los tres anteriores, δ_0:

$$(\log N_t - \log N_{T.}) = \pm\delta_0 \qquad \text{Ecuación 3.5}$$

Si el procedimiento para calcular W_T es "no sesgado", puede asumirse con propiedad que $\delta(N_T, W_T)$ sigue una distribución normal, de media cero y con una varianza S_w^2, así la desviación estándar S_w, se convierte en el valor esperado $\delta(N_T, W_T)$.

De modo similar, si se construyen muchos caminos para W_t,y en un amplio espectro de valores de W_t, y el método de diseño es no sesgado, es de esperarse que el error mostrado por $\log(W_t)$, con respecto $\log(N_t)$,siga también una distribución normal. Es decir $\delta(W_t, N_t)$, sigue una distribución normal de media cero y con varianza S_N^2.Asi la desviación estándar S_N se convierten el valor esperado $\delta(W_t, N_t)$. **[3] [5]**

Como el error total resulta al sumar dos distribuciones estándar más el log (F_R), las leyes de probabilidad indican que éste también ha de seguir una distribución estándar, cuya media y varianza aparecen a continuación, respectivamente: **[5]**

$$\bar{\delta}_o = \bar{\delta}(N_T, W_T) + logF_R + \bar{\delta}(W_t, N_t)$$

$$S_0^2 = S_w^2 + S_N^2$$

Dado que el error total quedó definido como:

$$(\log N_t - \log N_{T.}) = \delta_0,$$

por lo que $\delta_0 = 0$ 0, significa que el tránsito real para alcanzar un determinado comportamiento p_t es el mismo proyectado para la vida de diseño. Por otro lado, todos los puntos con $\delta_0 \geq 0$ corresponden a pavimentos que cumplirán la condición $N_t \geq N_T$, o lo que es lo mismo $p_{vida-diseño} \geq p_t$, es decir pavimentos que soportarán bien la vida de diseño. **[5]**

En términos formales, la probabilidad de que un pavimento resista su período de diseño con una serviciabilidad mayor o igual a p_t, queda dada por la siguiente expresión: **[3]**:

$$R(\%) = 100 \cdot Prob[N_t \geq N_T]$$

Para calcular el F_R es necesario reducir la distribucion δ_0, a una “distribucion normal de media cero” y “varianza uno”. Esto es.

$$Z = (\delta_0 - logF_R)/\delta_0$$

La probabilidad buscada corresponde al punto cuando $\delta_0 = o$, punto en el cual el valor de Z queda dado por:

$$Z = (-logF_R)/\delta_0$$

Por lo que el Factor F_R , queda expresado finalmente por:

$$\log(F_R) = -Z_R \cdot S_0 \qquad \text{Ecuación 3.6}$$

Reemplazando la ecuación 2.5 en la ecuación 2.4 se obtiene la ecuación 2.7 que corresponde a una forma simplificada de la ecuación de diseño (ecuación 2.1):

$$\log W_T = Z_R \cdot S_0 + \log W_t \qquad \text{Ecuación 3.7}$$

En resumen, el número de ejes estándar equivalentes de 80 kN calculado por la ecuación 3.1, entrega un valor determinista del número de ejes simples equivalentes admisibles que posteriormente es minorado por un factor de seguridad, definido como Factor de Confiabilidad del Diseño F_R, que se calcula a partir del establecimiento de un nivel de confianza (R) que se asocia con una valor Z_R en la *función distribución normal* y de un valor que abarca la varianza estimada (S_o) de cada uno de los factores de diseño utilizados en la predicción del modelo.**[6]**

La varianza estimada S_0 se encuentra en el rango de 0.3 y 0.4 para pavimentos rígidos. Ahora bien, los valores cercanos a 0.3 son los que correspondieron a los pavimentos de la prueba AASHTO, donde el error en la predicción del tránsito fue casi nulo. Se señala también que en el caso de que no se desee considerar la varianza del tránsito, es decir, no hay error en la predicción del tránsito, se puede ocupar el valor de S_0 = 0.34. **[6]**

En la siguiente figura 3.3 representa el concepto de confiabilidad en el método AASHTO 93

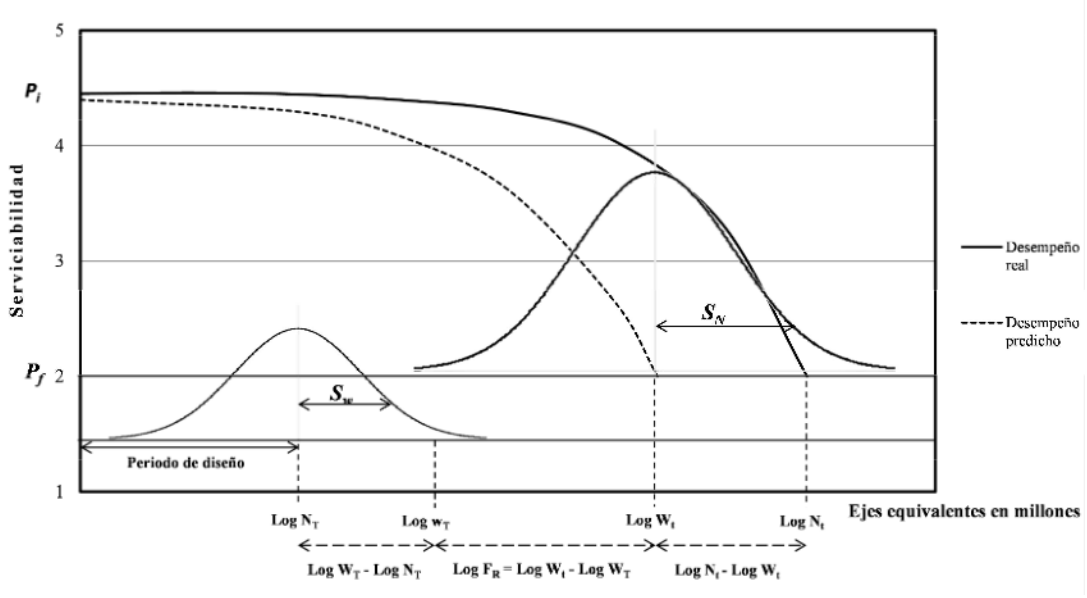


Figura 3.3 - Concepto de confiabilidad en el método de diseño AASHTO 93

3.3. Serviciabilidad

La serviciabilidad está definida como la capacidad de un camino de prestar un servicio adecuado (entiéndase confortable, seguro) para los usuarios que por él transitan, ya sea en automóviles o camiones. La medida básica para la serviciabilidad es el PSR, sigla en inglés de Present Serviceability Rating, cuya traducción sería la clasificación serviciabilidad presente, donde el término presente se refiere a que es un índice instantáneo, válido solamente para el instante en que se evalúa. El PSR varía de 0 a 5, donde 0 es para camino intransitable y 5 para camino perfecto. **[5]**

El PSR fue definido por AASHTO a partir de las calificaciones otorgadas por usuarios de los caminos por los que circulaban, siendo por tanto su principal característica el calificar el nivel de servicio que presenta un camino para el usuario. Se evita con esto el problema que presentan otros indicadores similares los que muchas veces castigan un pavimento por presentar deterioros, por ejemplo, deterioro por agrietamiento longitudinal que poco afectan al usuario y su vehículo. **[3] [5]**.

En la Tabla 3.1 se muestra el PSR con los rangos del índice de serviciabilidad, como también su respectiva calificación y descripción o características de los pavimentos propuestos por AASHTO:

Tabla 3.1 - Índice de serviciabilidad

Índice de serviciabilidad	**Calificación**	**Descripción**
5.0 4.0	Muy buena	Solo pavimentos nuevos o casi nuevos y que además cumplen con ser lo suficientemente suaves y libres de deterioros. En muchos casos se trata de pavimentos con menos de un año de uso
4.0 Buena		Los pavimentos de esta categoría, si bien no son tan suaves como los “muy buenos”, dan una calidad de rodado de primera clase, y presentan

3.0		unos pocos signos visibles de deterioro superficial, si es que los presentan. La superficie puede estar comenzando a evidenciar deterioros superficiales menores, como gritas y desconches menores.
3.0 2.0	Regular	La calidad de rodado de este tipo de pavimentos es notablemente inferior a la de los pavimentos nuevos, y puede ser apenas tolerable para el tráfico de alta velocidad. El pavimento presenta algunas juntas dañadas, escalonamiento, agrietamiento y algunos pozos de bombeo.
2.0 1.0	Mala	Estos pavimentos han llegado a un nivel de deterioro tal que afectan la velocidad del flujo vehicular. Los deterioros cubren el 50% o más de la superficie, observándose desconche de juntas, escalonamiento, parches agrietamiento y a veces pozos de bombeo
1.0 0	Muy mala	Pavimentos extremadamente deteriorados. Solamente se puede circular a velocidad reducida y con considerable incomodidad. Existen grandes baches y grietas. Los deterioros están presentes en un 75% o más de la superficie

El inconveniente de definir así el índice de serviciabilidad es que resulta subjetivo y de medición costosa. Por lo tanto, La AASHO estableció una forma de expresar la serviciabilidad en base a mediciones físicas del perfil pavimento, obteniendo una buena correlación con el índice de serviciabilidad. Así, se obtuvo el PSI, que es una estimación del PSR, sigla en inglés de "Present Serviceability Rating", y que está definido para pavimentos rígidos por la ecuación 3.8:

$$\mathrm{PSI} = 5.41 - 1.8 \cdot \log(1 + \mathrm{SV}) - 0.09\sqrt{\mathrm{C} + \mathrm{P}} \qquad \text{Ecuación 3.8}$$

SV: Promedio de la varianza de las mediciones de la inclinación, en ambas huellas del pavimento con respecto a la rasante inicial.

C: Longitud de las grietas principales, selladas o abiertas, expresadas en pies lineales por cada 1000 pie^2 de pavimento.

P: Área de superficie parchada expresada en pie^2 por cada 1000 pie^2 de superficie de pavimento.

La serviciabilidad inicial P_0 es la que tiene el pavimento en el momento de ser inaugurado. Su importancia radica en que P_0 influye directamente sobre la serviciabilidad final. Se observa que a mayor P_0,mayor será el P_t observado en un pavimento que ha soportado un número fijo de ejes equivalentes. De hecho, la ecuación de diseño 3.1 no considera en forma directa la serviciabilidad inicial sino como la diferencia entre la inicial y final esto es.

$$\Delta PSI = P_0 - P_t \qquad \text{Ecuación 3.9}$$

donde ΔPSI representa entonces la perdida de serviciabilidad que el pavimento sufre hasta alcanzar el nivel P_t.

En el diseño lo usual es usar el valor $P_0 = 4.5$, que es el valor que se determinó para los pavimentos de hormigón de la prueba AASHO y que coincide con el que indica la dirección de vialidad.

Para pavimentos nuevos de hormigón se usa los siguientes índices que se muestran en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2 - Índices de Serviciabilidad Pavimentos Nuevos

Índice de serviciabilidad Inicial (P_0)	4.5
Índice de serviciabilidad Final (P_t)	2.0

3.4. Propiedades de los Materiales

Las propiedades que se deben especificar son la resistencia media a la flexotracción a los 28 días, el módulo de elasticidad del hormigón, módulo de reacción de la subrasante y el módulo de reacción de la base. Estos dos últimos se consideran en la ecuación de diseño a través de un módulo de reacción combinado.

3.4.1 Resistencia Media a la Flexo-tracción

El método AASHTO requiere como parámetro de diseño la resistencia media del hormigón a la flexo tracción a los 28 días, determinada a partir del ensayo de carga en los tercios centrales o ensayo AASHTO T-97 o ASTM C78.

3.4.2 Módulo de Reacción de la Subrasante (k)

El módulo de reacción *k* de la subrasante es un parámetro que cuantifica la capacidad de soporte generada por todas las capas que se encuentran bajo la losa del pavimento. Básicamente existen tres formas de evaluarlo: mediante ábacos, mediante relaciones con el CBR y mediante el uso de deflectómetro de impacto**. [9]**

El uso de ábacos recomendados por el método AASHTO es poco práctico y exige conocer entre otros, el módulo resiliente de la subrasante en todas las estaciones del año, lo que hace poco favorable su práctica habitual. **[9]**

Utilizar relaciones empíricas entre k y el CBR, es común en la práctica chilena, en este caso no se necesita aplicar ninguna corrección, salvo cuando hay presencia de un estrato rígido. **[10]**

Las expresiones desarrolladas por Heukelom y Klomp para el módulo de reacción k son:

$$k = 2.55 + 52.5 \cdot log(CBR) \quad \text{en } [\frac{MPa}{m}] \qquad si \;\; CBR \leq 10 \qquad \text{Ecuación 3.10}$$

$$\mathrm{k} = 46 + 9.08 * [\log(\mathrm{CBR})]^{4.34} \text{ en } \left[\frac{\mathrm{MPa}}{\mathrm{m}}\right] \qquad \text{si} \;\; \mathrm{CBR} \geq 10 \qquad \text{Ecuación 3.11}$$

3.5. Características Estructurales

3.5.1 Coeficiente de Drenaje

"Las características climáticas de la zona de la prueba AASHTO, Illinois, presentan condiciones de alta pluviometría, con precipitaciones medias anuales de 860 milímetros; profundidades de helada relativamente altas, 630 milímetros, y con un promedio de 12 ciclos de heladas por año. De acuerdo con estos antecedentes, las condiciones ambientales se pueden definir como muy rigurosas, de alta humedad y fuertes heladas". **[8]**

El factor climático se considera indirectamente a través del coeficiente de drenaje, C_d. Este depende del tiempo que la base se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación, y de las características de drenaje, calidad y permeabilidad del material de esta capa.

El coeficiente de drenaje fue incorporado en la guía AASHTO para diseño de pavimentos rígidos a raíz de los efectos del drenaje en el desempeño de la estructura de pavimento, tales como el efecto de la humedad en la resistencia de la subrasante y en la erosionabilidad de la subbase.

El coeficiente de drenaje, AASHTO 93 clasifica la calidad de drenaje en función del agua removida, resumidas en las tablas 3.3 y 3.4 para pavimentos rígidos:

Tabla 3.3 - Drenaje según AASHTO

Calidad de drenaje	**Agua removida en**
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy pobre	Nunca drena el agua

Tabla 3.4 - Continuación de Coeficiente de Drenaje

	Porcentaje en que la estructura del pavimentó está expuesta a niveles de humedad cercanos al de saturación			
Calidad de drenaje	Menos de 1 %	1 – 5 %	5 – 25 %	Más de un 25 %
Excelente	1.25 - 1.20	1.2 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Pobre	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy pobre	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

3.5.2 Coeficiente de Transferencia de Carga, J

La capacidad de una estructura de pavimento de hormigon para transferir cargas a través de juntas es tomado en cuenta a través del coeficiente de carga J. Los dispositivos de transferencia de carga,trabazón de agregados y la presencia de bermas de hormigón tienen efecto sobre este valor.

Tabla 3.5 - Valores coeficiente trasmisión de carga

Tipo de berma	**J**			
	Granular o asfáltica		**Concreto hidráulico**	
Valores J	SI	NO	SI	NO
	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2

"Las cargas de tráfico deben ser trasmitidas de manera eficiente de una losa a otra para minimizar las deflexiones en las juntas. Las deflexiones excesivas producen bombeo de la subbase y posteriormente rotura en el espesor del hormigón" **[16]**

El mecanismo de transferencia de carga en la junta transversal entre losa y losa se lleva a efecto de las siguientes maneras **[16]**

- Junta con dispositivos de transferencia de carga (pasadores de varilla lisa de acero) con o sin malla de refuerzo por temperatura
- Losa vaciada monolíticamente con refuerzo continuo
- Junta transversal provocada por aserrado cuya transferencia de carga es la trabazón de los agregados.

La transferencia de cargas se puede definir usando deflexiones o tensiones en la junta. La más usual es la transferencia de cargas por deformaciones, la que se define como:

$$LT_{\delta} = \frac{\delta_{no\ cargada}}{\delta_{cargada}}$$

donde

LT_{δ} = transferencia de carga por deformaciones.
$\delta_{no\ cargada}$ = deflexión de losa adyacente no cargada
$\delta_{cargada}$ = deflexión de la losa cargada.

Se puede observar en la Figura 3.4 cuando una transferencia de carga es nula, cuando la losa no cargada no experimenta ninguna deflexión, todo lo contrario, sucede cuando hay una transferencia de carga perfecta donde la deflexión de la losa no cargada es igual a la de la losa cargada. **[16]**

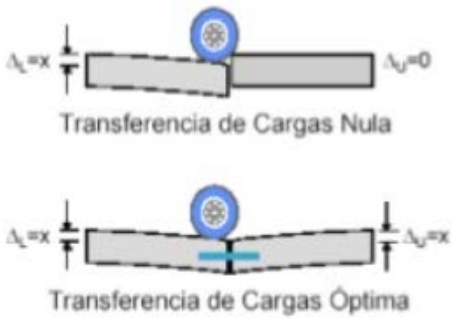


Figura 3.4 - Transferencia de carga

3.5.3 Pérdida de Soporte

Este parámetro que se aplica como un factor, denominado LS, sigla en inglés de “loss support” o pérdida de soporte, es incluido en el diseño de pavimentos rígidos para tomar en cuenta la pérdida potencial de soporte proveniente de la erosión de la subbase y/o movimientos diferenciales verticales del suelo que pueden resultar de vacíos bajo el pavimento. **[16]**

En la tabla 3.6 se muestran algunos rangos sugeridos por la AASHTO para la perdida de soporte dependiendo del tipo de material (específicamente su rigidez o modulo elástico)

Tabla 3.6 - Valores de LS

TIPO DE MATERIAL	PERDIDA DE SOPORTE
Base de granular tratada con cemento (E=1,000,0000 A 2,000,000 psi)	0.0 - 1.0
Mezclas de agregados con cemento (E=500,000 a 1,000,000 psi)	0.0 - 1.0
Bases tratadas con asfalto (E=350,000 A 1,000,000 psi)	0.0 - 1.0
Mezclas bituminosas estabilizadas (E=40,000 a 300,000 psi)	0.0 - 1.0
Estabilizados con Cal (E=20,000 a 70,000 psi)	1.0 - 3.0
Materiales granulares sin ligante (E=15,000 a 45,000 psi)	1.0 - 3.0
Materiales granulares finos o subrasante natural (E=3,000 a 40,000 psi)	2.0 - 3.0

4 METODOLOGÍA PCA

El procedimiento para el diseño de pavimentos rígidos de la Portland Cement Association (PCA) para carreteras y calles de hormigón fue publicado en 1984, reemplazando al publicado en 1966. Éste se puede aplicar a JPCP, "losa de hormigón con juntas". Para calcular las tensiones y deflexiones críticas se utilizó el software PCAcalculo de la PCA, del cual se obtienen como resultado las tensiones y deformaciones de la losa y de la subrasante, bajo los criterios de diseño definidos por la PCA. Estos criterios se basan principalmente en las relaciones con el desempeño de pavimentos en el AASHO Road Test y con estudios de fallas en éstos. **[15]**

El criterio original de diseño considera el concepto de resistencia utilizada del pavimento por las diferentes solicitaciones. En el método se calculan los esfuerzos inducidos por cada rango de cargas (por ejes) y se comparan entonces con las resistencias de diseño. A dicha relación se le conoce como relación de esfuerzos. Conociendo esta relación, se calcula el número de repeticiones permitidas para un rango de cargas (por tránsito) dado, valor que se compara con el número de repeticiones esperadas en un período de diseño. La relación de estos números (en porcentaje que representa la resistencia consumida utilizada por el tránsito), no puede nunca exceder 100%. **[11]**

Criterios de Diseño

Los criterios del PCA para el diseño de losas de pavimentos son dos: el análisis de fatiga y análisis de erosión. El primero implica que los pavimentos pueden fallar por la fatiga del hormigón, principalmente a flexión, mientras que, en el análisis de la erosión, los pavimentos pueden fallar por bombeo de sedimentos en juntas de losas, erosión de la fundación del pavimento, y la falla conjunta.

4.1. Análisis de la Fatiga

Fatiga del Hormigón

"La falla por fatiga ocurre ante la acción repetitiva de cargas dinámicas sobre el hormigón, causando esfuerzos que forman micro fisuras en el material y que luego lo llevan a la ruptura. Entre los factores que afectan la fatiga en los pavimentos hidráulicos se encuentran el número de aplicaciones de carga, la resistencia y módulo de ruptura, el espesor de la losa de hormigón, el espaciamiento entre juntas transversales, apoyo en el borde de las losas, apoyo de la subrasante, aditivos, tiempo de curado y edad del hormigón". **[12]**

El número permisible de repeticiones de carga de un grupo de cargas dado en función de la relación entre el esfuerzo flexionante actuante y la resistencia a la flexión a los 28 días es conocido como relación de esfuerzos. La curva de diseño entre repeticiones permisibles y la relación de esfuerzos se introduce en los nomogramas de dimensionamientos de pavimentos

Se acepta que, si un grupo de carga no consume la totalidad de fatiga permisible, el remanente estará disponible para los otros grupos. La sumatoria de todos los consumos de fatiga nunca deberá ser mayor al 100% **[11]**

El análisis de la fatiga se basa en la tensión de borde a mitad de camino entre las juntas transversales, mostrándose la posición de carga más crítica en la Figura 4.1. Debido a que la carga

está en la mitad de las juntas transversales, lejos de las juntas, la presencia de las juntas no tiene prácticamente ningún efecto sobre la tensión de borde. Cuando existe una berma al pavimento principal, la magnitud de la tensión crítica se reduce considerablemente

Figura 4.1 - Carga por eje, posición crítica por esfuerzos de flexión

El concepto de daño acumulativo se utiliza para el análisis de fatiga. Sin embargo, sólo se utiliza un módulo medio de reacción k de subrasante durante todo el período de diseño, y no se consideran las tensiones debidas a la deformación y curvado. La deformación y el alabeo se excluyen porque el contenido de humedad y la temperatura son generalmente más altos en la parte inferior de la losa que en la parte superior; Por lo tanto, el efecto combinado de las tensiones de deformación y curvatura es decir el alabeo no es considerado en las tensiones de carga. Por lo tanto, la ecuación 4.1:

$$D_r = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_t} \qquad \text{Ecuación 4.1}$$

en la que D_r es la relación de daños acumulada durante el período de diseño debido a todos los grupos de carga, *m* es el número total de grupos de carga n_i es el número previsto de repeticiones para el grupo de carga i-ésima, $N_t$que se puede determinar a partir de las ecuaciones recomendadas por: [**13]**

$$si\ \frac{\sigma}{S_C} \geq 0.55 \quad entonces \quad logN_t = 11.737 - 12.077(\frac{\sigma}{S_C})$$

$$si\ 0{,}45 < \frac{\sigma}{S_c} < 0.55 \qquad entonces \qquad N_t = (\frac{4.2577}{(\frac{\sigma}{S_c} - 0.4325}))^{3.268}$$

$$si\ \frac{\sigma}{S_c} \leq 0.45 \qquad entonces \qquad N_t = ilimitado$$

La relación de daños acumulada al final del período de diseño debe ser menor que 1. La colocación de las ruedas exteriores en el borde del pavimento produce una tensión crítica más alta que en otras ubicaciones. A medida que la colocación del eje de vehículos pesados se ubica hacia el interior del borde de la losa, la tensión disminuye significativamente. A distancias cada vez mayores hacia adentro desde el borde, la frecuencia de las aplicaciones de carga aumenta, pero la magnitud de la

tensión del borde disminuye. Teóricamente, la distribución de la colocación de la carga a través del carril de tránsito debe ser conocida para que la relación de daños en el borde del pavimento causada por cada colocación de la carga pueda ser calculada y sumada hacia el daño total. Este procedimiento es demasiado engorroso para propósitos de diseño, pero fue analizado por PCA para desarrollar un método más fácilmente aplicable. En este método, la fatiga en el borde del pavimento se calculó colocando la carga incrementalmente a diferentes distancias hacia adentro desde el borde de la losa para distribuciones típicas de la colocación de los vehículos pesados. Se encontró que el mismo daño de fatiga puede ser obtenido considerando solamente la carga del borde y colocando el 6 por ciento del número total de repeticiones en el borde del pavimento. Si se utiliza el número total de repeticiones para el diseño, se debe reducir el esfuerzo de borde para obtener el mismo consumo de fatiga. Para una invasión de vehículos pesados del 6 por ciento, el esfuerzo de borde debe ser multiplicado por un factor de ajuste de 0.894, como se muestra en la Figura 4.2. Este factor se utilizó en la preparación de las tablas de diseño **[11] [4]**

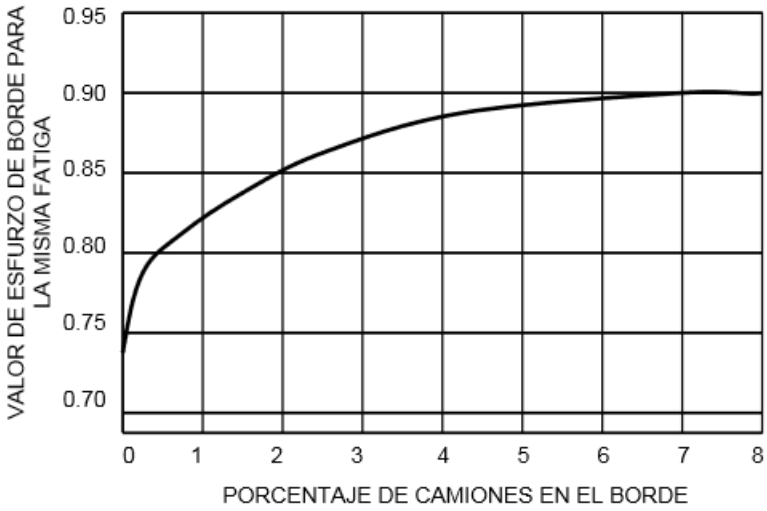


Figura 4.2 - Factor equivalente del esfuerzo en el borde en función del porcentaje de vehículos pesados en el borde

El daño por fatiga se basa en la tensión del borde. Porque en el borde el esfuerzo en los pavimentos principales sin apoyo lateral de hormigón es mucho mayor que aquellos con apoyo lateral, por lo tanto, se necesitan dos tablas diferentes que a mayor detalle se encuentran en los anexos

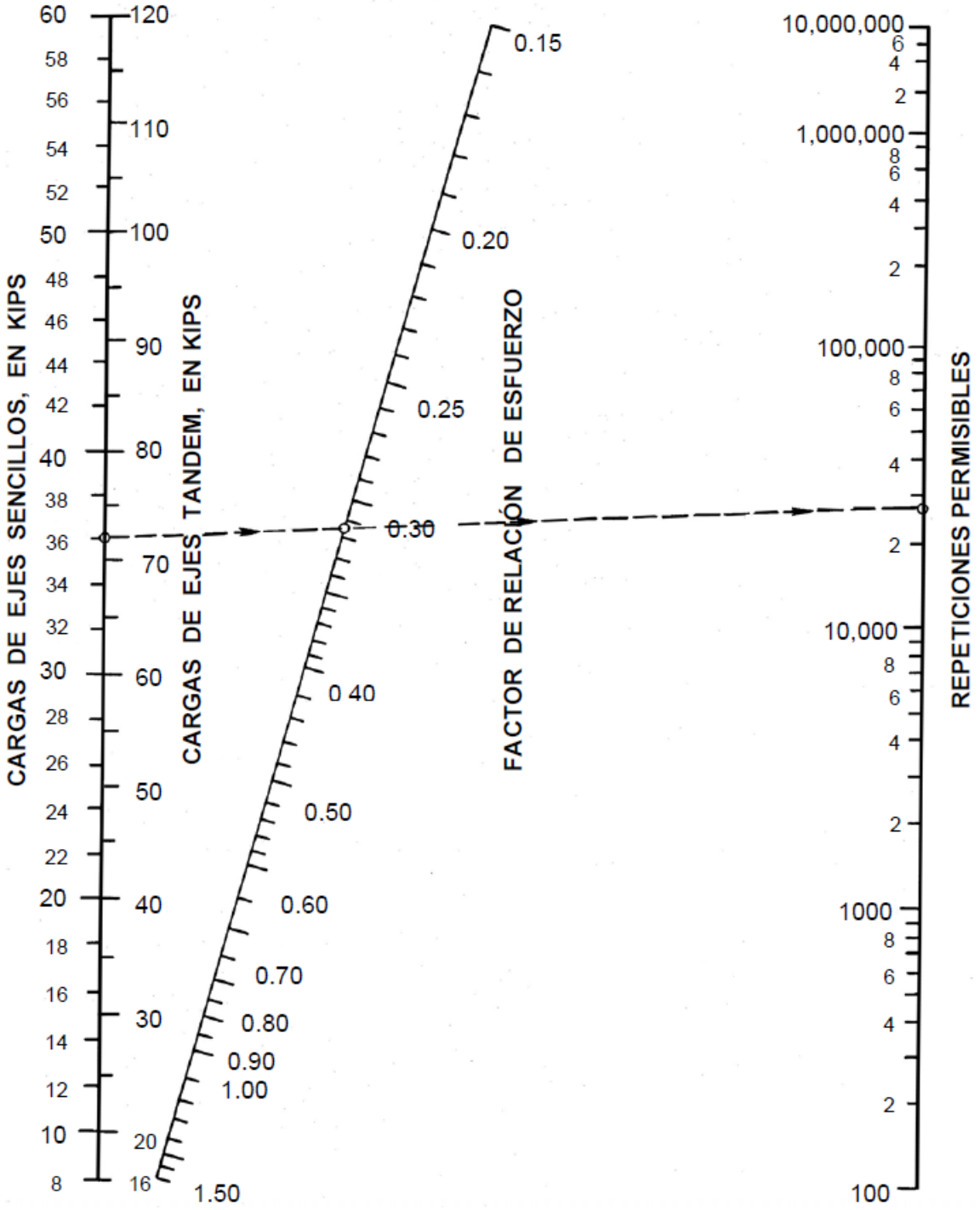


Figura 4.3 - Análisis de fatiga (repeticiones permisibles basadas en el factor de relación de esfuerzo con y sin apoyo lateral)

4.2. Análisis de Erosión

Aparte de limitar el número de repeticiones de carga de tal forma que los esfuerzos flexionantes no produzcan agrietamiento por fatiga, será necesario verificar que no se presente erosión bajo las losas. Esta puede ocurrir si se reblandece la capa de apoyo o de subbase cuando está compuesta por suelos con un alto contenido de finos, producto del ingreso de agua a través de las grietas y juntas. Esto es particularmente cierto en los pavimentos sin pasa juntas **[31].** Este tipo de problemas se relacionan más con las deflexiones que con los esfuerzos flexionantes. El criterio de erosión que se introduce en este método se apoya en correlaciones respecto a lo observado en los tramos de prueba de la AASHTO, ya que en estas pruebas los tipos de falla de los pavimentos de concreto se relacionan más con las deflexiones excesivas y los problemas de bombeo por erosiones en las capas subbase y/o de apoyo. **[11]**

Las correlaciones entre el comportamiento de los pavimentos de los tramos de prueba de la AASHTO con los cálculos de deflexiones mediante el método de elementos finitos no resultaron satisfactorias; sin embargo, tales resultados se correlacionan mejor con lo observado en los tramos de prueba si las deflexiones calculadas, w, se multiplican por la presión calculada en la interfase losa capa de apoyo. Para el criterio de erosión se utiliza el parámetro de velocidad de trabajo inducido por las cargas, o como lo denomina la PCA, la potencia; Esta se define como la velocidad de trabajo con que una carga por eje deforma una losa dada. Este parámetro se define como. **[31]**

$$P = \frac{p \cdot w}{I}$$

p = presión en la interfase losa-capa de apoyo
w = deflexión
I = relación de Rigidez relativa. Equivale a la longitud de la configuración de la deformada por la aplicación de la carga

Las dificultades del pavimento como el bombeo, la erosión de la subrasante y la falla de las juntas se relacionan más con deflexiones de pavimento que con tensiones de flexión. La desviación más crítica del pavimento ocurre en la esquina de la losa cuando una carga del eje se coloca en la junta cerca de la esquina, como se muestra en la Figura 4.4

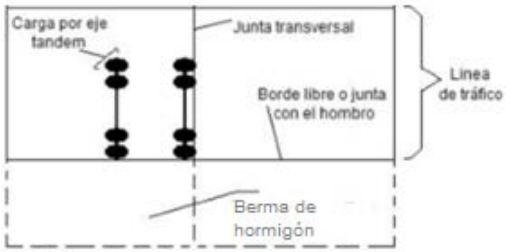


Figura 4.4 - Carga por eje, posición crítica para deflexiones

El principal modo de fracaso en la Prueba de Carretera AASHO fue el bombeo o erosión de la subbase granular de debajo de las losas. Sin embargo, no se pudo obtener correlaciones satisfactorias entre las deflexiones de las esquinas y el comportamiento de estos bordes. Se encontró que, para poder predecir su rendimiento, habría que aplicar diferentes valores de criterios de deflexión, dependiendo del espesor de la losa y, en menor medida, del módulo de reacción de la

subrasante. Se obtuvo una mejor correlación relacionando el rendimiento con la velocidad de trabajo, definida como el producto de la deflexión de la esquina w y de la presión p en la interfase entre la losa y la base, dividido por la longitud de la cubeta de deflexión, que es una función del radio de rigidez relativa. El concepto es que una losa delgada con una cuenca de deflexión más corta recibe un punzón de carga más rápido que una losa más gruesa. La siguiente ecuación fue desarrollada para calcular las repeticiones de carga permisibles. **[11] [31]**:

$$log\ N = 14.524 - 6.777(C1 \cdot\ P - 9.0)^{0.103} \qquad \text{Ecuación 4.2}$$

En esta ecuación, N es el número permisible de repeticiones de carga (basado en una presión de 3.0 PSI), C1 es un factor de ajuste (con un valor de 1 para bases no tratadas y 0.9 para bases subyacentes estabilizadas), y P es la tasa de Trabajo o potencia, definido por.

$$P = 268.7 \cdot \frac{P^2}{hk^{0.73}} \qquad \text{Ecuación 4.3}$$

En la que p es la presión sobre la fundación bajo la esquina de la losa en psi (que es igual a k·w para una base líquida), h es el grosor de la losa en pulgadas, y k es el módulo de la reacción de la subrasante en [Pci]. La ecuación para el daño por erosión es

$$\%\ daño\ erosión = 100 \sum_{i=1}^{m} \frac{C_2 n_i}{N_i} \qquad \text{Ecuación 4.4}$$

En la que C_2 = 0.06 para pavimentos sin apoyo lateral de hormigón y 0.94 para pavimentos con apoyo lateral de hormigón atado.

Con una berma o apoyo de hormigón, la deflexión de la esquina no se ve afectada significativamente por la colocación de la carga del camión, por lo que se debe usar un C_2 mayor que los valores indicados anteriormente.
El porcentaje de daño por erosión debe ser menor al 100%
Las tablas de diseño y los factores de erosión se encuentran con mayor detalle en los anexos

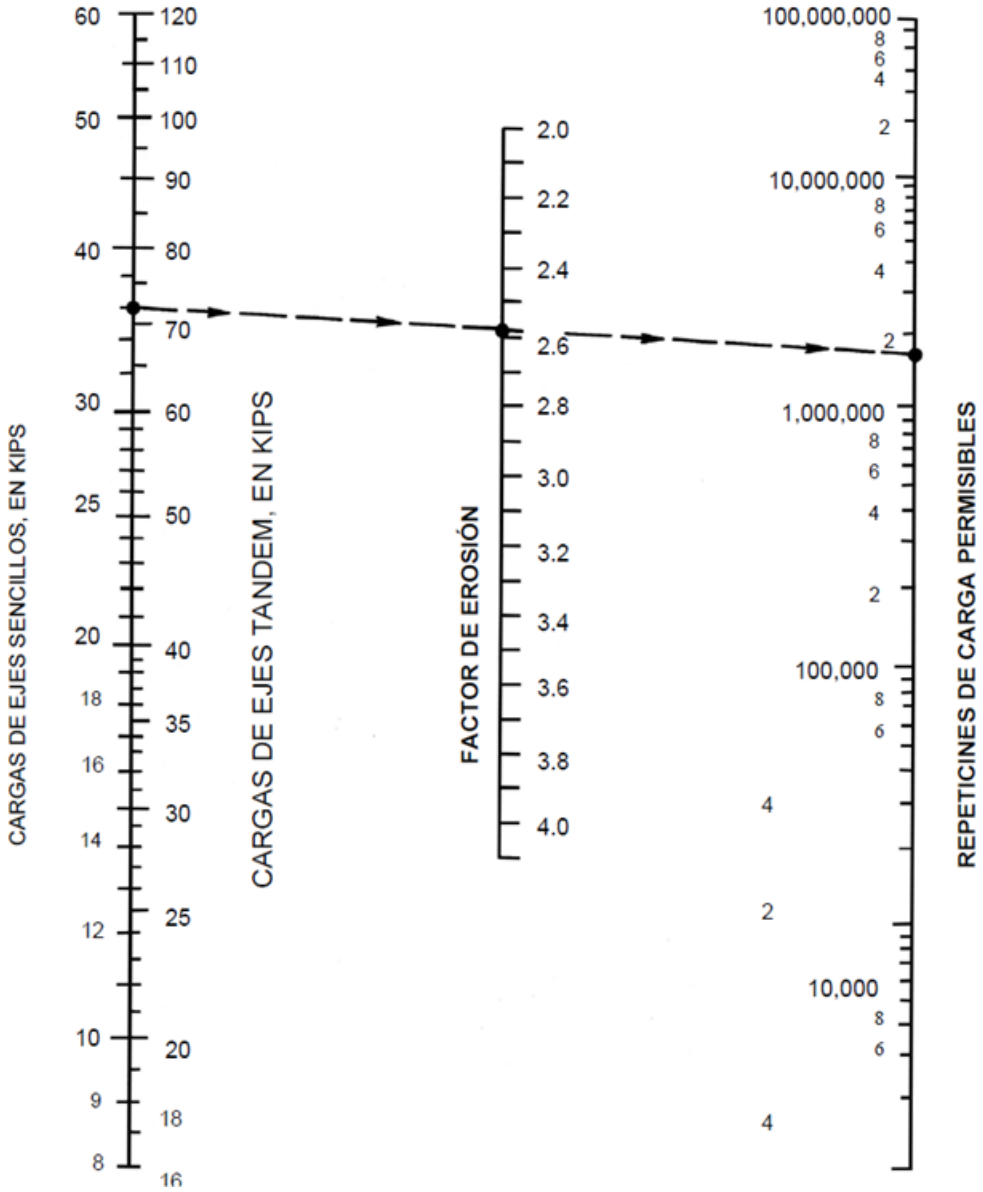


Figura 4.5 - Análisis de erosión (repeticiones permisibles basadas en el factor de erosión, sin apoyo lateral

4.3. Tránsito

Para diseñar un pavimento de carretera, es necesario predecir el número de repeticiones de cada grupo de carga del eje durante el período de diseño. La información sobre el tráfico inicial se puede obtener a partir de mediciones de campo o de la forma de una estación de carga con características de tránsito similares a las del proyecto en cuestión. El tránsito diario inicial se realiza en dos direcciones en todas las líneas de tránsito y debe multiplicarse por los factores de distribución direccional y de carril para obtener el tránsito inicial en el carril de diseño. El tránsito que se utilizará para el diseño es el tránsito promedio durante el período de diseño, por lo que el tránsito inicial se debe multiplicar por un factor de crecimiento. Si n_i, es el número total de repeticiones de carga que se utilizarán en el diseño para el enésimo grupo de carga, entonces

$$n_i = (n_0)_i \cdot G \cdot D \cdot L \cdot 365 \cdot Y \qquad \text{Ecuación 4.5}$$

en el que $(n_0)_i$ es el número inicial de repeticiones por día para el i-ésimo grupo de carga, G es el factor de crecimiento, D es el factor de distribución direccional, que usualmente se supone que es 0.5 a menos que el tráfico en dos direcciones sea diferente, L es el factor de distribución de carril que varía con el volumen de tránsito y la cantidad de carriles, e Y es el diseño período en años. Si el diseño se basa en la carga equivalente de un solo eje de 18 kip o 80 kN, se puede calcular el número inicial de repeticiones por día para el i-ésimo grupo de carga a partir de

$$(n_0)_i = (p_i \cdot F_i) \cdot (ADT)_0 \cdot T \cdot A \qquad \text{Ecuación 4.6}$$

donde p_i es el porcentaje de repeticiones totales para el i-ésimo grupo de carga, F es el factor de carga equivalente al eje (EALF) para el i-ésimo grupo de carga, (ADT) o es el tráfico diario promedio al inicio del período de diseño, T es el porcentaje de camiones en el ADT, y A es el número promedio de ejes por camión. Sustituyendo Ecuación. 4.5 en 4.6 y sumando todos los grupos de carga, la carga por eje equivalente para el carril de diseño es

$$ESAL = (ADT)_0 \cdot T \cdot T_f \cdot G \cdot D \cdot L \cdot 365 \cdot Y \qquad \text{Ecuación 4.7}$$

Donde T_f es el factor camión

$$T_f = (\sum_{i=1}^{m} pi \cdot Fi) \cdot A \qquad \text{Ecuación 4.8}$$

Factor de Crecimiento Anual (G)

Este factor está relacionado con el crecimiento vehicular y estimaciones anuales para su cálculo se requiere únicamente del período de diseño en años y de la tasa de crecimiento anual. Si se desea obtener el factor de crecimiento anual del tránsito (G) de manera más exacta, se puede obtener a partir de la siguiente fórmula **[14]**

$$G = \frac{(1+r)^Y - 1}{(r)\cdot(Y)}$$ Ecuación 4.9

donde

G = Factor de Crecimiento Anual
Y = Vida útil en años
r = Tasa de Crecimiento Anual, en porcentaje

Los siguientes factores influyen en las tasas de crecimiento anual y proyecciones de tránsito:

- El tránsito atraído o desviado: Es el incremento del tránsito existente debido a la rehabilitación de algún camino existente.
- Crecimiento normal de tránsito: Es el crecimiento normal provocado por el incremento del número de vehículos.
- Tránsito generado: Es el incremento provocado por los vehículos que no circularían por la vía si la nueva facilidad no se hubiese construido.
- Tránsito por desarrollo: Es el incremento provocado por cambios en el uso del suelo debido a la construcción de la nueva facilidad.

Tráfico Diario Promedio de Camiones (ADTT)

La información de tráfico mínima requerida para un diseño de pavimento es el promedio diario tráfico de camiones (ADTT) al comienzo del período de diseño. El ADTT puede ser expresado como un porcentaje de ADT o como un valor real. Esta información se puede obtener del tráfico real existente en la carretera donde se construirá el pavimento o en las carreteras cercanas con patrones de viaje similares. Mapas de volumen de tráfico mostrando el ADT, a veces con el porcentaje de camiones, en varias carreteras dentro de un área determinada también se puede usar, aunque son mucho menos precisos que los recuentos reales. Los recuentos de tráfico deben ajustarse para las variaciones diarias (día laborable versus fin de semana) y estacionales (verano versus invierno) para obtener el tráfico promedio diario anual (AADT). **[31]**

Factores de Seguridad de Carga

En el procedimiento de diseño, la carga del eje debe multiplicarse por un factor de seguridad de carga (LSF). Los factores de seguridad de carga recomendados son los siguientes:

1. Para carreteras interestatales y otros proyectos de varios carriles donde no habrá interrupciones flujo de tráfico y altos volúmenes de vehículos pesados, FS = 1.2.
2. Para carreteras y calles arteriales donde habrá volúmenes moderados de vehículos pesados, FS = 1.1.

3. Para carreteras, calles residenciales y otras calles que llevarán pequeños volúmenes de vehículos pesados, FS = 1.0.

Factor de Sentido

Factor que diferencia las vías a utilizar para la pista de diseño. Se emplea para diferenciar las vialidades de un sentido de las de doble sentido, de manera que para vialidades en doble sentido se utiliza un factor de sentido de 0.5 y para vialidades en un solo sentido un factor de 1.0.

Factor de Carril

Después de verse afectado el tránsito por el factor de sentido, también debemos de analizar el número de carriles por sentido mediante el factor de carril. El factor de carril nos va a dar el porcentaje de vehículos que circulan por el carril de la derecha, que es el carril con más tránsito. Para esto, este factor depende del número de carriles por sentido o dirección del tráfico y del tránsito promedio diario anual en un solo sentido.

Período de Diseño

El período de diseño es considerado el tiempo a diseñar por el análisis de tránsito, y está condicionado a los volúmenes de tránsito a considerar.

4.4. Propiedades de los Materiales

Módulo de Ruptura del Hormigón

La resistencia a la flexión del hormigón se define por el módulo de rotura, que se determina a los 28 días por el método especificado por ASTM en "C78-84 Método de Ensayo Estándar para la Resistencia a la Flexión del hormigón. La resistencia de flexión de 28 días se utiliza como la resistencia de diseño. La variabilidad de la resistencia y la ganancia en la resistencia con la edad debe ser considerada en el análisis de la fatiga. Teniendo en cuenta que las variaciones de módulo de rotura tienen un efecto mucho mayor en el diseño del espesor que las variaciones usuales en otras propiedades del material, se recomienda que el módulo de rotura sea reducido por un coeficiente de variación. Se asumió un coeficiente de variación del 15%, que representa el control de calidad bueno a justo, y se incorporó a los gráficos y tablas de diseño. También se incorporó el efecto del aumento de la resistencia después de 28 días. **[15]**

Módulo de reacción

La subrasante y subbase se definen por el módulo de reacción de la subrasante, K. El método PCA no considera la variación de los valores de K durante el año. El argumento es que durante los períodos de deshielo tiene muy poco efecto sobre el espesor requerido de los pavimentos de concreto, como lo demuestran los resultados de la prueba de carretera AASHO. Esto es cierto porque los breves períodos en que los valores de K son bajos durante los deshielos de primavera están más que compensados por los periodos de congelación más largos cuando los valores de K son mucho más altos que el valor de diseño. Para evitar el tedioso método de considerar las variaciones estacionales en los valores de K, los valores normales de verano u otoño K pueden utilizarse como valores medios razonables para propósitos de diseño. **[16]**

En las tablas 4.1 y 4.2 se muestra el k conjunto del suelo y subbase con respecto a su espesor.

Tabla 4.1 - Incremento en el valor de K del suelo, según el espesor de una base granular

K suelo-Sub base [pci]				
K del suelo [pci]	**Espesor de la subbase**			
	4”	6”	9”	12”
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
320	320	330	370	430

Tabla 4.2 - Incremento en el valor de k del suelo, según el espesor de una base granular cementada

K suelo-Sub base [pci]				
K del suelo [pci]	**Espesor de la subbase**			
	4”	6”	8”	10”
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	-

5 METODOLOGÍA AASHTO 98

El método de diseño se describe en detalle en el Manual de Carreteras Volumen 3 vigente. El método de diseño de pavimentos rígidos nuevos sin armaduras y con o sin barras de traspaso de cargas, que se presenta está basado en el método AASHTO con las modificaciones introducidas en el Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures Part II - Rigid Pavement Design & Rigid Pavement Joint Design, publicado en 1998. Como se dijo anteriormente, El procedimiento es un método teórico empírico (mecanicista), que, si bien mantiene el concepto básico del método AASHTO de 1993, añade nuevos términos que modifican la ecuación de diseño, a fin de incorporar las tensiones críticas que se producen en las losas del pavimento producto de la combinación de las cargas de borde, efectos de temperatura y distintas condiciones de borde. Además, el método incluye verificación para las condiciones del escalonamiento de las juntas transversales, con y sin barras de traspaso de cargas y del agrietamiento de esquina, cuando no se colocan barras de traspaso de cargas. **[32]**

5.1. Descripción General del Proceso de Diseño

El procedimiento de diseño consiste básicamente en tres etapas. La primera etapa consiste en determinar el espesor de losa. Para ello se determina la tensión de tracción máxima en la losa con carga de borde, considerando el efecto de la temperatura (empleando los parámetros climáticos correspondientes a la ubicación del diseño) y la tensión de tracción máxima con carga de borde considerando el efecto de la temperatura bajo las condiciones de la prueba AASHO. Luego estos dos parámetros son reemplazados en las ecuaciones principales de diseño.

La segunda etapa consiste en verificar el escalonamiento. En esta verificación se emplea los modelos desarrollados por la dirección de vialidad en 1997, a través del instituto de investigaciones y ensaye de materiales (IDIEM). En este caso se debe cumplir que el escalonamiento estimado sea menor que el límite del MOP (5 [mm] de escalonamiento). De lo contrario se debe efectuar un nuevo diseño que permita reducir dicho deterioro.

La última etapa consiste en una verificación por carga de esquina. En esta verificación se calcula un diferencial de temperatura equivalente que corresponde a los efectos superpuestos del alabeo por temperatura y el alabeo por construcción y humedad, a partir del cual se determina la tensión de esquina por efecto de carga y alabeo. Finalmente, dicha tensión se compara con aquella producida por una carga en el borde de la losa y bajo un diferencial positivo de temperatura, la cual deberá ser mayor que la primera, de lo contrario se deberá cambiar el diseño.

Para facilitar la comprensión y sistematizar el procedimiento de diseño, se incluye un diagrama de flujo con la secuencia de las distintas etapas del proceso, se presentan las ecuaciones que permiten establecer los espesores de las losas de pavimento y una breve descripción de las variables que intervienen en el método.

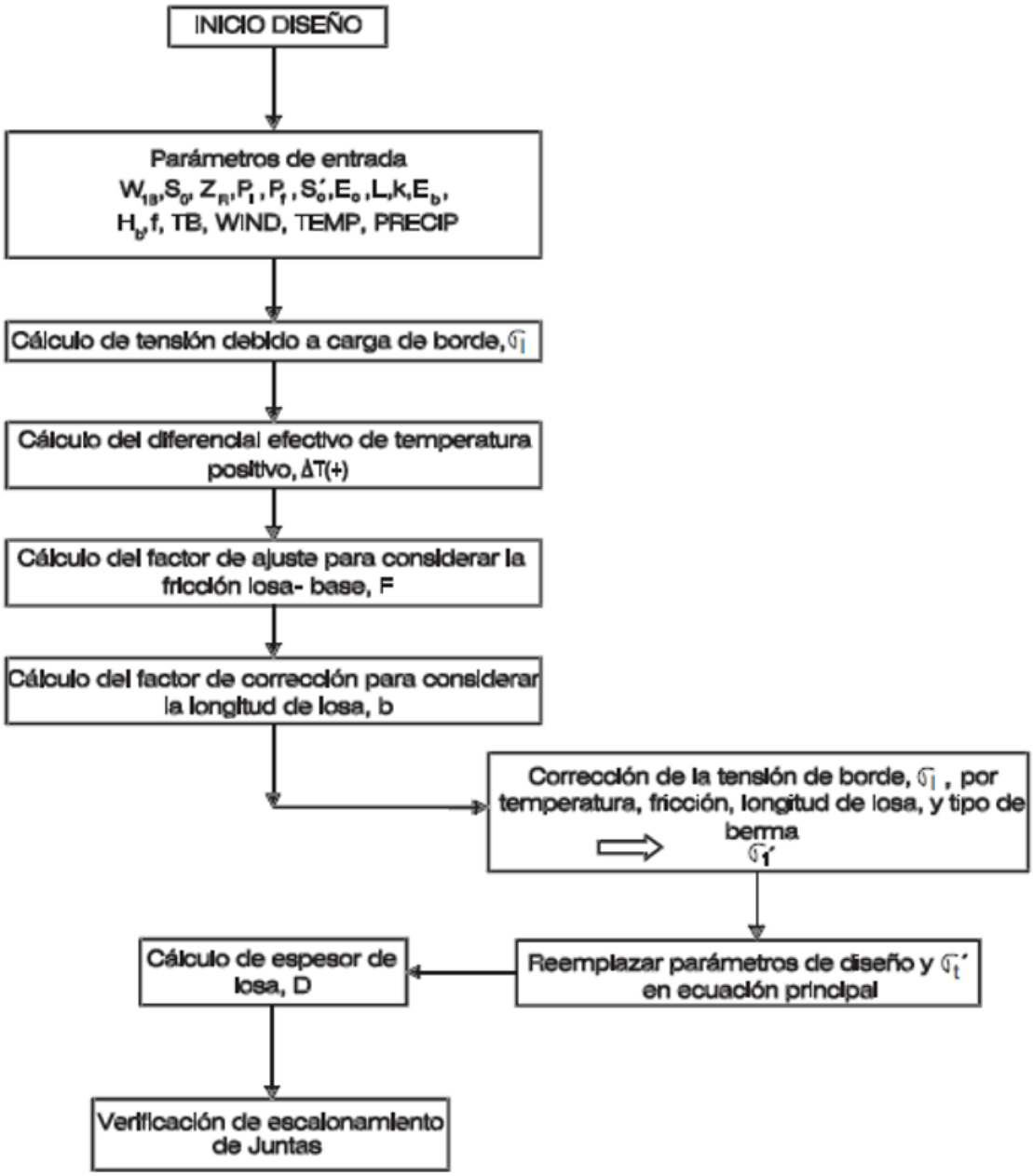


Figura 5.1 Diagrama de flujo del procedimiento de diseño de espesor

5.2. Transito

El tránsito se considera a través de la determinación de ejes equivalentes de 18 [Kips] (80 [KN]), acumulados a lo largo de la vida de diseño del pavimento. Para su determinación se consideran datos básicos del tránsito como el TMDA, las tasas de crecimiento de cada tipo de vehículo considerado, factor de pista, y la distribución de cargas para los vehículos tipo para determinar los FEV correspondientes. En el caso de PAVIVIAL, los vehículos se agrupan en cuatro categorías: livianos, camión simple, camión múltiple, bus urbano y bus interurbano

5.3. Confiabilidad de Diseño

En este método la confiabilidad se define de igual manera que en el método AASHTO 93. El Manual de Carreteras sugiere seleccionar, para situaciones normales, el grado de confiabilidad en función de las solicitaciones de tránsito (ejes equivalentes) y el grado de variabilidad que presentan los suelos de la subrasante.

5.4. Propiedades de los materiales

Dentro de las propiedades consideradas en el modelo, se deben ingresar el módulo de elasticidad, el módulo de poisson y la resistencia media a la flexotracción a 28 días del hormigón. Para la base se debe especificar su módulo elástico, el espesor y la fricción entre esta capa y la losa. Esta última se puede definir en función de las características del material de la capa. Para definir la capacidad de soporte de la subrasante se debe especificar el módulo de reacción de la misma. Para ello se pueden emplear correlaciones que vinculan este parámetro con otras propiedades del suelo y que son más simples de medir.

5.5. Medioambiente

El comportamiento de todas las capas en la estructura de pavimento es afectado por los factores climáticos. Los pavimentos de hormigón no cambian su resistencia con la temperatura, pero los gradientes de temperatura y humedad inducen esfuerzos y deformaciones adicionales en las losas. **[26]**

“Las temperaturas en la estructura del pavimento están dominadas por las condiciones atmosféricas en la superficie de este y a pesar de que es fácil medir la temperatura del aire, no existe una relación directa entre esta temperatura y la del pavimento. [27]

Para llevar a cabo el análisis climático requerido para el cálculo del daño y deterioros en el Diseño requiere de la información de cuatro variables relacionadas con el clima con mediciones. Las variables consideradas son las siguientes:

- Temperatura del aire.
- Precipitación.
- Velocidad del viento.
- Días con precipitación mayor a 5

5.6. Modelo de agrietamiento transversal

El consumo de fatiga acumulado fue relacionado con el porcentaje de losas con agrietamiento transversal, el cual es considerado el índice de agrietamiento

La forma funcional teórica del agrietamiento como función del consumo de fatiga, sigue una tendencia de curva con forma s

El daño calculado y acumulado es un parámetro mecanicista que representa el índice relativo de daño asociado a la carga en la estructura del pavimento. Cuando el nivel de daño es despreciable, por ejemplo un daño por fatiga igual a 0.0001, se espera que la estructura del pavimento no presente algún deterioro físico, tales como agrietamiento o escalonamiento. A medida que el daño calculado aumenta a un valor significativo, es decir, daño por fatiga de 0.1 o mayor, se puede esperar el desarrollo de deterioros visibles en algunas zonas a lo largo del pavimento.

En la figura 5.2 se muestra un ejemplo de uno de esos modelos que relaciona el daño por fatiga ascendente con el porcentaje de losas fisuradas en JPCP.

Los deterioros estructurales considerados para el diseño de JPCP “losa de hormigón con juntas” son agrietamiento transversal de la losa de hormigón asociado a fatiga y deflexión diferencial asociada a escalonamiento de la junta transversal. El agrietamiento transversal de la losa de hormigón puede iniciarse tanto en la superficie de ésta y propagarse hacia abajo, denominado “agrietamiento desde arriba hacia abajo”, o viceversa, “agrietamiento desde abajo hacia arriba”, estos tipos de agrietamientos dependen de las condiciones de carga y del ambiente del lugar del pavimento, así como también propiedades de los materiales, características del diseño, y condiciones durante la construcción. **[21]**

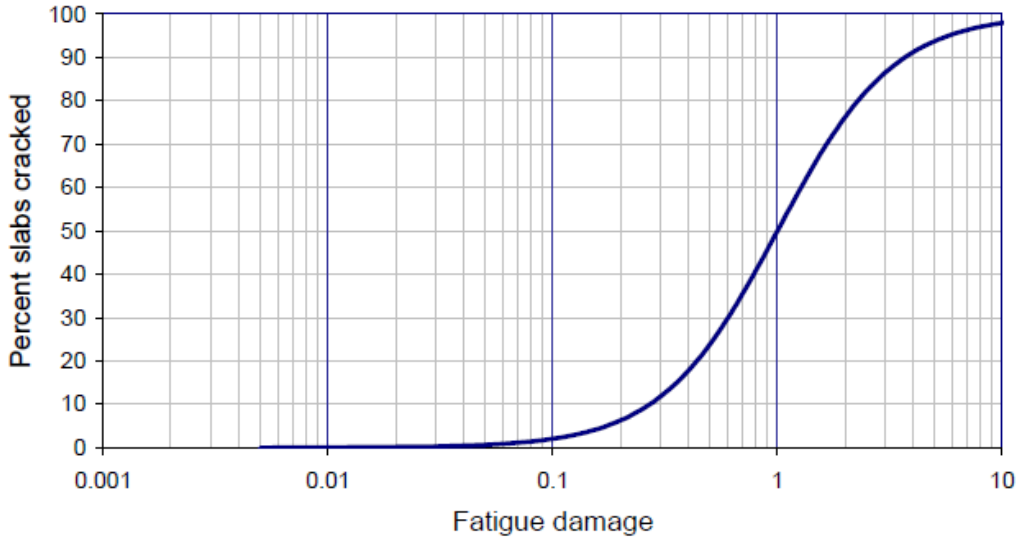


Figura 5.2 - La relación entre el daño por fatiga y el porcentaje de las losas se agrieta en JPCP

Agrietamiento Transversal desde Abajo hacia Arriba

Cuando los ejes del camión están cerca del borde longitudinal de la losa, a medio camino entre las juntas transversales, se produce un esfuerzo de flexión por tracción crítico en la parte inferior de la losa, como se muestra en la figura 5.3 Este deterioro aumenta mucho cuando hay un gradiente de temperatura positivo alto a través de la losa (la parte superior de la losa está más caliente que la parte inferior de la losa). Las cargas repetidas de ejes pesados bajo esas condiciones resultan en daños por fatiga a lo largo del borde inferior de la losa, lo que eventualmente resulta en una grieta transversal que se propaga a la superficie del pavimento. Con el tiempo, las grietas transversales en JPCP pueden deteriorarse y causar rugosidad. Los medios más efectivos para limitar el agrietamiento transversal de abajo hacia arriba incluyen los siguientes:

- Aumentar el espesor de la losa.
- Reducir el espaciamiento de juntas
- Proveer una berma de hormigón
- Usar una mezcla de hormigón con una mayor resistencia.
- Usar una base estabilizada.

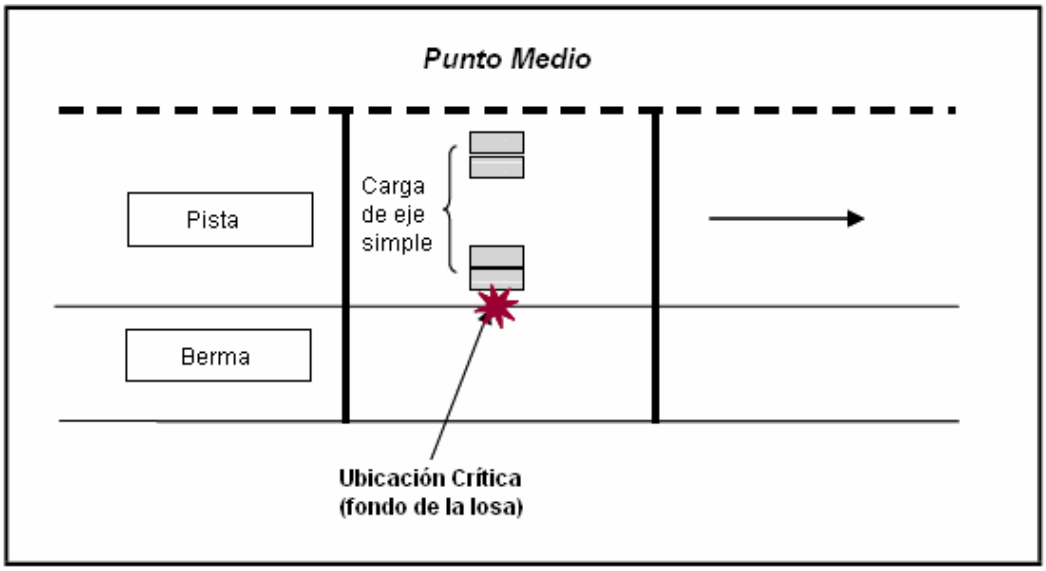


Figura 5.3 - Agrietamiento abajo hacia arriba

Agrietamiento Transversal desde Arriba hacia Abajo

El agrietamiento transversal desde arriba hacia abajo ocurre cuando el pavimento se encuentra expuesto a un diferencial de temperatura negativo alto (la superficie de la losa está más fría que la parte más baja de la misma) ocasionan un daño en la superficie de la losa, el cual podría eventualmente derivar en un agrietamiento transversal o diagonal que se inicia en la superficie del pavimento. La condición crítica de carga para el agrietamiento de arriba hacia abajo implica una combinación de ejes que cargan los bordes opuestos de la losa en forma simultánea. Bajo la presencia de un gradiente de temperatura negativo alto, dicha combinación de carga provoca un esfuerzo por tracción en la superficie de la losa cerca del borde crítico, como se muestra en la Figura

5.4. El esfuerzo de arriba hacia abajo se vuelve crítico cuando se presenta una cantidad significativa de alabeo hacia arriba permanente. Así, el agrietamiento de Arriba hacia abajo se puede controlar efectivamente empleando las siguientes medidas: **[21]**

- Aumentar el espesor de la losa.
- Reducir el espaciamiento entre juntas.
- Proveer bermas amarradas de hormigón.
- Emplear losas ensanchadas.
- Usar base estabilizada.
- Reducir el alabeo por temperatura incorporado, luego de la colocación.

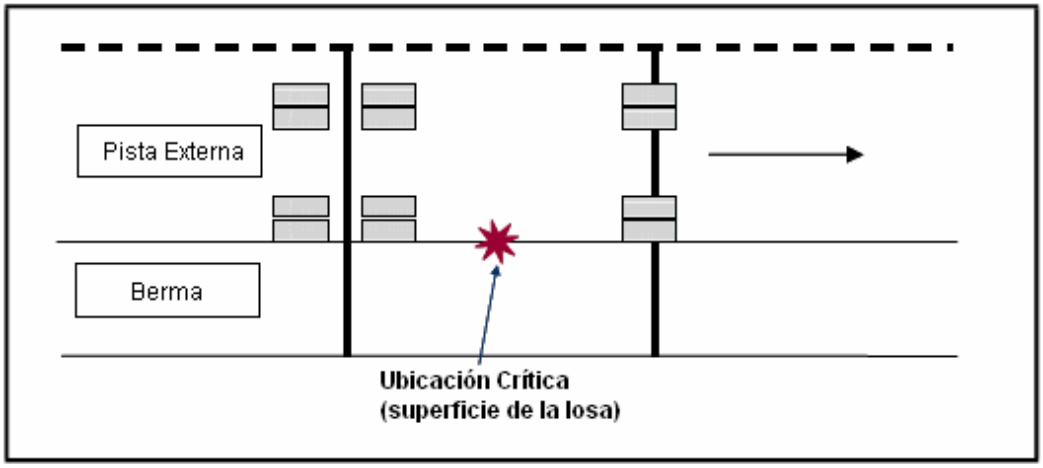


Figura 5.4 - Agrietamiento de arriba hacia abajo

Escalonamiento de Juntas

Las cargas repetidas de ejes pesados que cruzan las juntas transversales crean el potencial para el escalonamiento de juntas, como se muestra en la Figura 5.5. El escalonamiento se puede volver severo y provocar pérdida en la calidad de rodado requiriendo de rehabilitación prematura si alguna de las siguientes condiciones ocurre:

- Repetidas cargas de ejes pesados.
- Baja eficiencia de transferencia de carga de la junta
- Presencia de finos bombeables bajo la junta; una base, subbase, o subrasante erosionable.
- Presencia de humedad libre bajo la junta.

Las medidas más efectivas para controlar el escalonamiento de juntas incluyen las siguientes:

- Proveer barras de transferencia de carga.
- Aumentar el diámetro de las barras de transferencia de carga.
- Usar losas ensanchadas.
- Proveer una base menos erosionable.
- Especificar un espaciamiento de juntas menor.
- Mejorar las propiedades del agregado mayor (tamaño del agregado máximo, etc.).
- Proveer una berma amarrada.
- Proveer subdrenaje (particularmente para pavimentos sin barras de traspaso de carga).

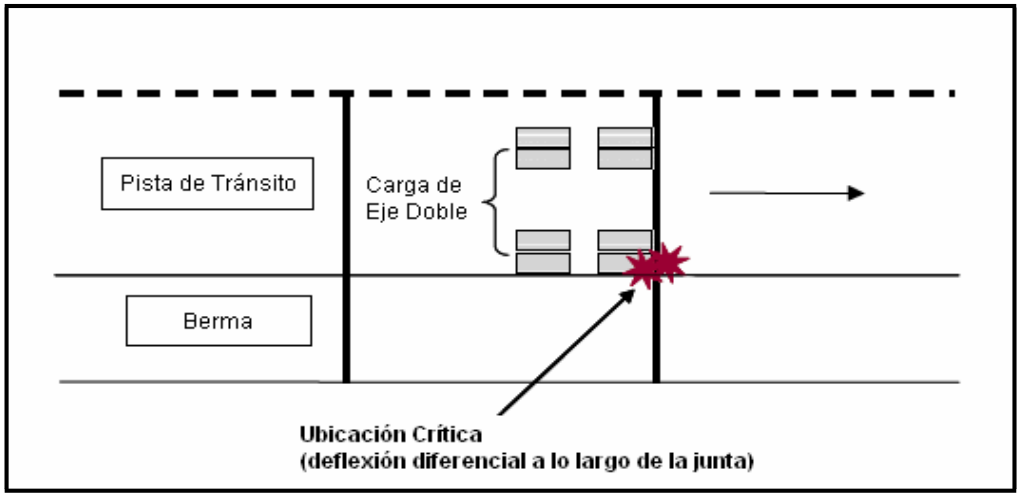


Figura 5.5 - Escalonamientos juntas

Predicción de la Regularidad (IRI)

El IRI a lo largo del período de diseño depende del perfil del pavimento inicial desde el cual se calcula el IRI inicial y el subsiguiente desarrollo de los deterioros a través del tiempo. Éstos incluyen agrietamiento transversal de la losa, escalonamiento y desconche de la junta. El modelo del IRI usa los deterioros estimados usando un modelo de desconche empírico, el IRI inicial, y los factores locales para predecir la regularidad a lo largo del tiempo. Dentro de los factores locales se incluyen condiciones de la subrasante y del clima para estimar la rugosidad causada por la retracción o suelos expansivos y heladas. El IRI se estima en forma incremental a lo largo de todo el período de diseño y en forma mensual. **[21]**

5.7. Ecuaciones de diseño

Ecuaciones de diseño Las ecuaciones básicas de diseño son:

$$logW_{18} = logR + \frac{G}{F} + \left(5{,}065 - 0{,}03295 \cdot {p_f}^{2{,}4}\right) \cdot \left(log\left(\frac{S_{C'}}{\sigma_{t'}}\right) - log\left(\frac{4{,}754}{\sigma_t}\right)\right) + Z_R \cdot S_O$$

$$LogR = 5{,}85 + 7{,}35 \cdot log\left(\left(\frac{D}{25{,}4}\right) + 1\right) - 4{,}62 \cdot log\left(\left(\frac{L_1}{4{,}45}\right) + L_2\right) + 3{,}28 \cdot log(L_2)$$

$$F = 1{,}00 + \frac{3{,}63 \cdot \left(\left(\frac{L_1}{4{,}45}\right) + L_2\right)^{5{,}2}}{\left(\left(\frac{D}{25{,}4}\right) + 1\right)^{8{,}46} \cdot {L_2}^{3{,}52}}$$

$$G = log\left(\frac{p_i - p_f}{p_i - 1{,}5}\right)$$

W18 : Ejes equivalentes de 80 kN (EE) acumulados durante la vida de diseño.
Zr : : Coeficiente estadístico, asociado al Nivel de Confianza. (1-R) en una curva de distribución normal estándar.
So: Desviación estándar de la combinación de errores de predicción de tránsito y de predicción del comportamiento general del pavimento para un nivel de tránsito dado.
D : Espesor de losa, [mm]
Sc' : Resistencia media a la flexotracción del hormigón a los 28 días, (MPa).
L1 : Carga de eje simple, 80 kN.
L2 : Código de eje simple = 1.

pi : Índice de serviciabilidad inicial. pf : Índice de serviciabilidad final.
$\sigma_{t'}$: Tensión de tracción máxima en la losa para una condición de carga de borde, considerando efecto de temperatura, [MPa].
σ_t : Tensión de tracción máxima en la losa para una condición de carga de borde, [MPa].

6 PARÁMETROS DE DISEÑO

Para evaluar el diseño y la comparación entre metodologías, se ha utilizado una condición tipo de diseño que será utilizada para los diferentes métodos de diseño. Las cuales analizan variables en común como el módulo de elasticidad, resistencia del hormigón y módulo de reacción (CBR) de la subrasante. Para llevar a cabo el desarrollo de comparación entre estas metodologías, a continuación, se presentan los parámetros de entrada indicados como variables en común para cada sistema analizado.

6.1. Estructura Tipo

Para la estructura del pavimento se elige una estructura compuesta por 2 capas: una losa de hormigón y una subbase granular, como se muestra en la Figura 6.1.

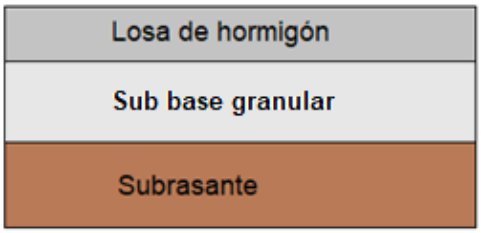


Figura 6.1 - Estructura tipo de pavimento

6.1.1 Subrasante

La subrasante es la superficie en donde se apoya la estructura del pavimento, la que normalmente se conforma de los suelos naturales disponibles en lugar de un proyecto. Para poder analizar la resistencia al corte se puede utilizar el parámetro Californian Bearing Ratio (CBR), el cual mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo. El que a su vez determina la estabilidad de la subrasante, en base a la calidad de ésta.

Esta variable en el diseño de pavimentos influye en mayor medida dependiendo de su porcentaje, el cual a mayor valor representa una mayor calidad en el soporte del suelo para la solicitación de la carga.

6.1.2 Sub base granular

Se considera una base granular con las siguientes características:

- un espesor de 15 cm
- suelo tipo A-1b, según la clasificación AASHTO, por ser un material utilizado frecuentemente como base de pavimentos.

6.1.3 Losa de Hormigón

Para el diseño se utilizó hormigón H-40 con una resistencia a la compresión en probetas cilíndricas de 40 MPa registrada a los 28 días. El módulo de elasticidad del hormigón utilizado fue de 29000 MPa y coeficiente de poisson de 0,15 según consideraciones del Manual de Carreteras Volumen 3. La resistencia a la flexotracción tomada a los 28 días se consideró de 4.8 MPa, la cual está dentro del rango de vías principales y autopistas.

6.1.4 Módulo de Elasticidad del Hormigón

El módulo de elasticidad es el parámetro que relaciona el esfuerzo y la deformación unitaria en el hormigón bajo una misma solicitación. Lo que finalmente se expresa como la rigidez del hormigón. Esta variable influye en el diseño de un pavimento rígido, de tal forma que al aumentar el módulo de elasticidad se torna más rígido el hormigón. Y a medida que disminuye el módulo de elasticidad, el hormigón adquiere mayor flexibilidad.

Para el módulo de elasticidad del hormigón se utilizó como variable 29,000 [MPa]

6.1.5 Resistencia a la Flexo-tracción del Hormigón

La resistencia a la flexo-tracción del hormigón corresponde a la capacidad de soporte del hormigón ante la solicitación de la carga de tránsito, cuando el pavimento rígido genera resistencia a la falla por flexión. Por lo tanto, en el caso de pavimentos se cataloga de acuerdo al tipo de vía a utilizar, es decir a la cantidad de demanda que está solicitada la vía de diseño.

Para la condición tipo dada se utiliza 4.8 [MPa]

Tabla 6.1- Resistencia a la flexo-tracción (promedio a los 28 días)

Tipo de vía	Resistencia a la flexo-tracción [MPa]
Vías principales y autopistas	4.8 – 5.4
Vías colectoras	4.6 – 5.0
Caminos secundarios	4.2 – 4.8

6.2. Variable de Niveles de Tránsito

Para poder representar esta variable en cómo influye en los distintos métodos de diseño correspondiente a AASHTO 93 y PAVIVIAL, se evalúa diseños con distintas categorías de tránsito expresados en ejes equivalentes. Que varía de 5 a 90 millones de ejes equivalentes
Debido a que la metodología PCA utiliza factores de carga por eje correspondiente a espectros. Para la demanda de tránsito de PCA se utilizó valor que representa un tránsito medio correspondiente a ejes equivalentes 14,000,000 volúmenes de vehículos pesados.

Criterios de Diseño de los Métodos

A continuación, se analizan los criterios de diseño obtenidos a través de cada método aplicado, para ello se define anteriormente las variables a analizar y se procede a justificar las variables con la cuales se lleva a cabo el análisis de sensibilidad y comparativo
A continuación, se presenta por cada método una breve descripción de cada variable, como también el rango utilizado en cada una de ellas.

6.3. Método AASHTO 93

Para llevar a cabo este método se utiliza una planilla de cálculo en la cual de manera iterativa se obtuvieron diferentes diseños de espesor de losa de hormigón, variando un parámetro a la vez dejando a los otros constantes verificando así la influencia del parámetro en particular en el método. Y para la comparación se utiliza las variables mencionadas en el capítulo anterior, las cuales son el módulo de reacción de la subrasante presentado como el CBR, el módulo elasticidad y la resistencia a la flexotracción que a continuación se definen las variables y criterios a utilizar por el método AASHTO 93.

Coeficiente de Drenaje

El coeficiente de drenaje es una variable que representa las condiciones de humedad y drenaje de la plataforma. El rango utilizado fue variado de 1 a 1.25 para efectos de la sensibilidad. Logrando de esta forma abarcar diferentes situaciones y condiciones de humedad presentes en el suelo. Para la comparación se utiliza un coeficiente de drenaje de 1.125 que corresponde a una zona central característica de Chile
Para representar este parámetro, en la comparación fue utilizado el valor de 1.125 que corresponde a una situación en la cual el suelo presenta una calidad de drenaje bueno. Con una estructura expuesta entre un 5 a 25 por ciento de humedad cercanos a la saturación, como se aprecia en la Tabla 3.4 del capítulo 3.

A medida que esta variable aumente su valor indica, que las condiciones del suelo son más favorables respectos al contenido de humedad del suelo como también a su calidad de drenaje.

Coeficiente de Transferencia. J

El coeficiente de transferencia es una variable que representa la capacidad de una estructura para transferir (distribuir) cargas de tránsito a través de las juntas. También tienen efecto sobre este valor los dispositivos de trasferencia de cargas, trabazón de agregados, y la presencia de berma.
Se utiliza el valor de J= 2.8 que representa el caso en donde existe la presencia de berma de hormigón y la transferencia de carga con barras de traspaso.
Para el otro caso a analizar se utilizó J con un valor de 3.8 que representa el caso en donde existe la presencia de berma de hormigón y la transferencia de carga es asumida por la trabazón de agregados (sin barras de traspaso). Estos valores tomados de acuerdo a la recomendación de AASHTO 93 Según tabla 3.5 que corresponde a coeficiente de transferencia del capítulo 3.

Confiabilidad

La guía AASHTO recomienda los siguientes valores del coeficiente de confiabilidad con respecto a la clasificación funcional de la vía. También se debe considerar que el nivel de confiabilidad a adoptar en cada diseño es un problema que depende de factores tanto técnicos como económicos, entre los cuales podemos mencionar: costos de construcción, costos de mantenimiento, costos de operación vehicular.

Tabla 6.2 - Nivel de confiabilidad AASHTO 1993

Confiabilidad		
Clasificación funcional	Nivel de confiabilidad	
	Urbana	Rural
Autopista	85 - 99.9	80 - 99.9
Arteria primaria	80 – 99	75 - 95
Secundaria o Colectora	80 - 95	75 - 95
Local	50 - 80	50 – 80

Se utiliza una confiabilidad de un 75 por ciento con una desviación estándar de – 0.674 que representa una carretera urbana local. A continuación, se presenta los valores de la desviación estándar normal,Z_R,correspondiente a los niveles de confiabilidad, R.

Tabla 6.3 - Confiabilidad AASHTO 93 y su desviación estándar normal, Zr

Confiabilidad, R, en porcentaje	Desviación estándar normal, Z_R
50	-0,000
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
91	-1,340
92	-1,405
93	-1,476
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

En la tabla 6.4 se muestra el periodo de análisis de diseño respecto a distintas condiciones.

Tabla 6.4 - Periodo de análisis AASHTO 93

Periodo de análisis	
Condiciones	**Periodo de análisis (años)**
Alto volumen urbano	30 - 50
Alto volumen rural	20 - 50
Pavimentada de bajo volumen	15 - 25
Superficie no pavimentada de bajo volumen	10 - 20

Resultados de Diseño de los Espesores

Después de ingresar todos los parámetros de diseños mencionados anteriormente, a través de una planilla Excel se obtuvieron los resultados de los diseños espesores que se muestran en la Tabla 6.5., correspondiente a una zona clima templado.

Tabla 6.5 - Resultados de diseños correspondiente a clima templado AASHTO 93

Zona seca	Tránsito (millones)					
CBR % Sub rasante	5	10	20	30	60	90
	Espesor (cm)					
5	20	22	25	27	30	31
25	19	21	24	26	29	30
35	19	21	24	25	28	30

6.4. Método PCA

Fatiga

Los procedimientos de diseño mecanicista para pavimentos de hormigón están basados en el principio de la limitación de los esfuerzos flectores en una losa a ciertos valores seguros. Esto se efectúa para evitar fisuras de fatiga por flexión debido a las repeticiones de carga que producen agrietamientos por fatiga

Erosión

Es el Desgaste que se produce en la interfase losa -base debido a la erosión de los materiales causado por los vacíos y la acumulación de aire y agua, por lo que este criterio de erosión está más relacionado a la deflexión producida en las juntas o bordes de losa

Parámetros de entrada

Módulo de Rotura

Este parámetro representa la resistencia máxima de los esfuerzos por flexión relacionada directamente con la falla por fatiga

Para poder representar diferentes resistencias del hormigón se utiliza rangos que varía desde 3.3 a 5.1 MPa con la condición tipo de 4.8 MPa

Factor de Seguridad

El factor de seguridad es un parámetro que amplifica las cargas por eje, las cuales se clasifican por medio del tipo de vía a diseñar. A medida que aumenta el factor de seguridad representa mayor volumen de camiones
Para efectos de la sensibilidad de parámetros se utilizó el factor de seguridad 1.1 que representa una carretera con volumen moderado de camiones.

Tránsito

Esta variable de tránsito utiliza el espectro de carga por eje, discriminado por tipo de eje (simple, tándem, triple).

El espectro actual debe proyectarse de acuerdo con la tasa de crecimiento anual de tránsito, las magnitudes de cargas por eje deben multiplicarse por el factor de seguridad mencionado anteriormente. Para efectos de este análisis se utilizó un espectro de carga de vehículos correspondiente a un flujo de volumen medio con categoría de vehículos livianos, locomoción colectiva, camión simple, y camión múltiple
Se utilizó el siguiente espectro de carga para ejes simples y ejes tándem

En las figuras 6.2 y 6.3 se presentan los espectros de carga de ejes simple y tándem respectivamente

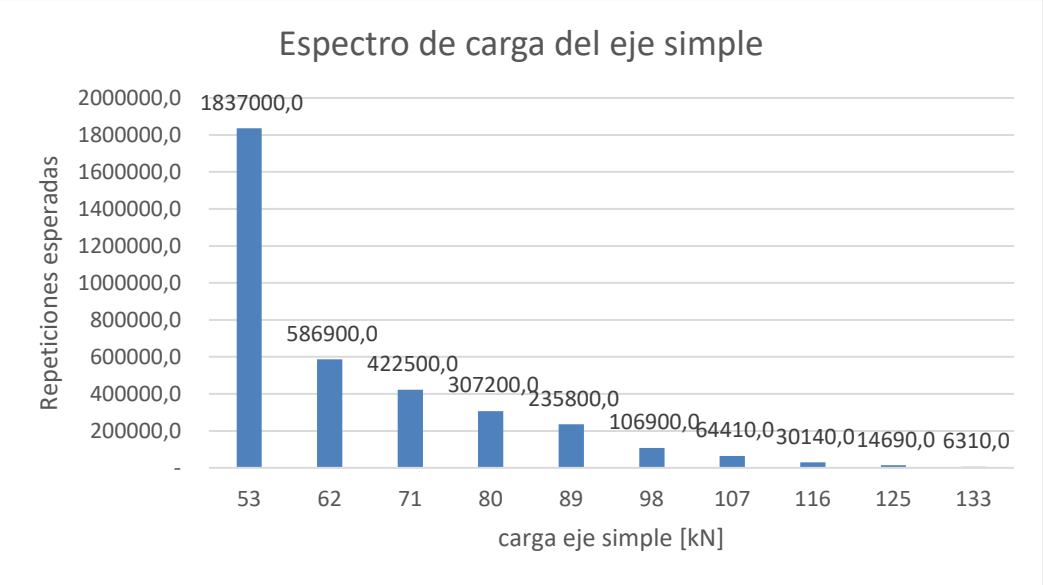


Figura 6.2 - Espectro de carga eje simple

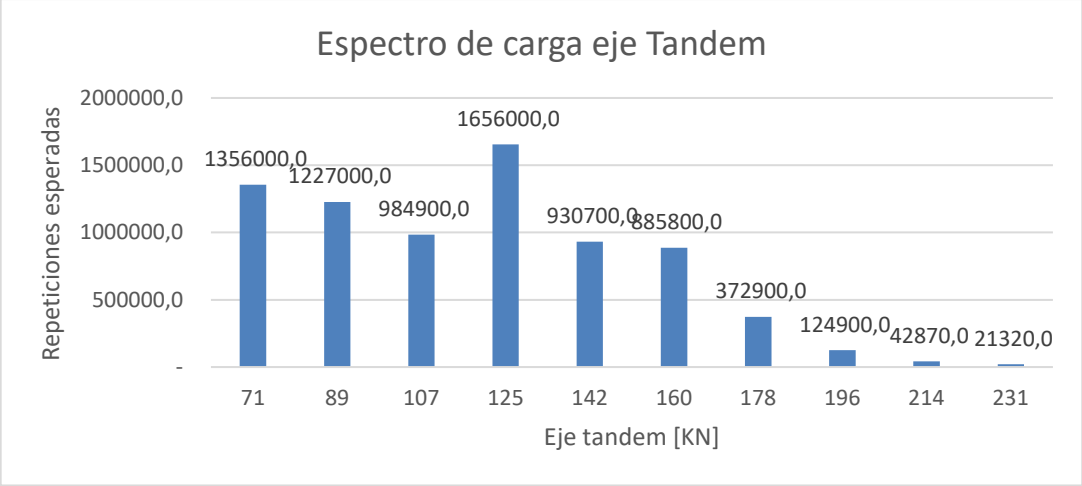


Figura 6.3 - Espectro de carga eje tándem

Resultados de los Espesores

Para este método se utiliza dos casos, el primero que consiste en pavimento con una berma de hormigón sin barras de transferencia y el segundo caso consiste en un pavimento con berma de hormigón con barras de transferencia. Para el cálculo del espesor de la losa de concreto hidráulico se utiliza el programa de diseño PCA calculo con el cual se obtuvo un espesor de 8.3 in (21 cm), utilizando las consideraciones indicadas para el caso 1. Y para el caso 2 se obtuvo un espesor de 6.8 in (17 cm).

En el capítulo de sensibilidad se procedió a evaluar la sensibilidad de cada parámetro considerado en el diseño, variando un parámetro a la vez y calculando el espesor correspondiente para cada caso, se ha resaltado los valores correspondientes al diseño base tanto para caso 1 y 2, los cuales servirán como referencia para medir la sensibilidad de los parámetros en estudio.

6.5. Método Empírico-Mecanicista

El método de diseño en el cual se basa el programa PAVIVIAL es el método actualmente adoptado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), y se describe en detalle en el volumen 3 del manual de carreteras. Este método se basa en el método AASHTO mejorado según el suplemento de la guía de diseño AASHTO correspondiente a pavimentos rígidos publicado en 1998.
En este método la confiabilidad se define de igual manera que en el método AASHTO 93. El manual de carreteras sugiere seleccionar, para situaciones normales, el grado de confiabilidad en función de las solicitaciones de tránsito (ejes equivalentes) y el grado de variabilidad que presentan los suelos de la subrasante.

Propiedades de los Materiales

Dentro de las propiedades consideradas en el modelo, se deben ingresar el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson y la resistencia media a la flexotracción a 28 días del hormigón. Para la base se debe especificar su módulo elástico, el espesor y la fricción entre esta capa y la losa. Esta última se puede definir en función de las características del material de la capa. Para definir la capacidad de soporte de la subrasante se debe especificar el módulo de reacción de la misma. Para ello se pueden emplear correlaciones que vinculan este parámetro con otras propiedades del suelo y que son más simples de medir.

Tránsito y confiabilidades

De acuerdo con la variable tránsito, el programa permite la opción de ingresar directamente los ejes equivalentes acumulados durante el periodo de vida de diseño, los que se ingresan de acuerdo con los rangos descritos en el capítulo anterior y siguiendo las recomendaciones de la siguiente tabla 6.6

Tabla 6.6 - Ejes solicitantes y confiabilidades

EE Solicitantes (millones)	Confiabilidad (%)	Z_R	S_0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 15	60	- 0,253	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40
15 – 30	60 – 70	- 0,253 – 0,524	0,35	0,36	0,37	0,39	0,40
30 – 50	70 – 75	- 0,524 – 0,674	0,34	0,35	0,36	0,38	0,39
50 – 70	75 – 80	- 0,674 - 0,841	0,32	0,33	0,34	0,37	0,38
70 – 90	80 – 85	- 0,841 – 1,037	0,30	0,31	0,32	0,35	0,36

Clima

En este método, el clima de la zona a emplazar la estructura de pavimento se caracteriza a través de 4 variables. Éstas son: temperatura media anual, precipitación media anual, velocidad del viento media anual y días con precipitación mayor que 5 mm.

Estas variables se incorporan en el modelo para considerar efectos como el alabeo por temperatura y el alabeo por humedad. El manual incorpora una tabla con todos estos parámetros para diferentes estaciones a lo largo de Chile.

Para el caso de estudio se utilizó un clima templado similar a zona central de Chile

En la tabla 6.7 se muestran los parámetros utilizados para el análisis del método empírico mecanicista.

Tabla 6.7 - Estadísticas climáticas

UBICACION	ESTACION SINOPTICA	TEMPERATURA MEDIA ANUAL °C	PRECIPITACION MEDIA ANUAL Mm	VEL. VIENTO MEDIA ANUAL NUDOS	DIAS CON PRECIPITACION MAYOR QUE 5 mm
La Serena	La Florida	13,6	83,6	5,9	3
Longotoma	Longotoma	13,5	247,2	1,3	13
Valparaíso	Lago Peñuelas	13,5	649,4	1,3	28
Santiago	Quinta Normal	14,5	320,4	2,8	18
Curicó	General Freire	13,3	658,0	4,4	35
Chillán	Bernardo O'Higgins	12,7	1163,0	5,6	56
Concepción	Carriel Sur	12,4	1087,2	9,1	78
Los Angeles	María Dolores	12,0	1675,0	5,4	78
Temuco	Maquehue	11,2	1278,2	5,2	70
Valdivia	Pichoy	11,0	1874,1	5,0	111
Osorno	Cañal Bajo	10,4	1390,1	6,0	110
Coyhaique	Carlos Ibáñez	8,8	1485,4	6,6	93,5
Punta Arenas	Teniente Vidal	6,3	413,3	14,3	64,2

El programa tiene la opción de diseñar la base indicando el tipo de material, y el módulo de elasticidad de las bases y el coeficiente de fricción. Para el caso diseñado, corresponde a una base de material granular con un módulo de elasticidad de 140 MPa y un coeficiente de fricción de 1.4 que representa la fricción entre base y pavimento.

En la tabla 6.8 se muestran los módulos de elasticidad y coeficiente de fricción de las bases en función del tipo de material de la base

Tabla 6.8 - Módulos de elasticidad y coeficientes de fricción de las bases.

Tipo de Material de Base	Módulo Elasticidad (MPa)	Coeficiente de Fricción		
		Bajo	Medio	Alto
Suelo Fino	20,6 – 275,6	0,5	1,3	2,0
Arena	68,9 – 172,3	0,5	0,8	1,0
Granular	103,4 - 310,1	0,7	1,4	2,0
Lámina Polietileno	-	0,5	0,6	1,0
Arcilla Estabilizada con Cal	137,8 – 482,3	3,0	-	5,3
Base Tratada con Cemento	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	8,0	34	63
Base Tratada con Asfalto	2067 – 4134	3,7	5,8	10
Hormigón Pobre sin Compuesto Curado	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	> 36		
Hormigón Pobre con Simple o Doble Compuesto Curado.	$(3,45+f_c') \cdot 1000$	3,5	-	4,5

Factor Berma

La berma se considera como una variable de ajuste, dada por su tipo y características al construir; en el diseño se considera como un factor.
Para los 3 métodos y para los casos analizados, y para efectos de la condición tipo, fue definida con berma de hormigón. Se utiliza factor berma de hormigón amarrada que corresponde a 0.94.
En la tabla 6.9 se muestra los tipos de berma como a la ves su factor berma utilizados en el método empírico mecanicista.

Tabla 6.9 - Factor de ajuste por tipo de berma

Tipo de Berma	Factor TB
Borde libre	1.0
Borde de hormigón amarrada	0.94
Berma de pista ensanchada	0.92

El ingreso de las variables de serviciabilidad final e inicial se realiza en base a las recomendaciones entregadas por el Manual de Carreteras, éstas se muestran en la siguiente tabla

Tabla 6.10- Índice de serviciabilidad

Índice de serviciabilidad inicial p_i	4.5
Índice de serviciabilidad final p_f	2.0

Resultados de los espesores

Tabla 6.11 - Resultados de los diseños de espesores método empírico-mecanicista

Zona seca	Tránsito					
CBR	5	10	20	30	60	90
	Espesor (cm)					
5	20	22	25	27	30	31
25	18	21	24	26	30	32
35	16	20	24	26	30	33

7 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

En este trabajo de título se muestran diferentes formas de análisis y diseños de pavimentos rígidos. Cada metodología tiene diferentes variables de entrada, como a su vez distintas formar de modelar una estructura, se puede apreciar que también tienen diferentes criterios de diseño, unas son por criterios de serviciabilidad, otros criterios de fatiga y erosión.

Para efectuar los análisis de sensibilidad de los métodos AASHTO 93 y empírico mecanicista se realiza un análisis del espesor de losa versus el número de ejes equivalentes, variando el tránsito de diseño de análisis cada 5 millones de ejes equivalentes en forma creciente para poder obtener una curva con diferentes rangos de tránsito. Así mismo en este proceso se considera diferentes variables para obtener variaciones correspondientes a serviciabilidad, coeficiente de drenaje, coeficiente de transferencia, confiabilidad, porcentaje de CBR de la subrasante, resistencia a la flexión del hormigón, coeficiente de transferencia, todo esto en función del espesor del hormigón.

Para el método PCA, en el análisis de sensibilidad se elige un espectro de tránsito en relación a un volumen medio de vehículos pesados, se tiene en consideración el módulo de rotura, calidad de la subrasante y resistencia a la flexión del hormigón. Se tiene en consideración que para dos casos diferentes una situación de un pavimento con berma de hormigón y con barras de transferencia; y otro sin barras de transferencia. para poder así obtener el comportamiento de ambas situaciones.

En el análisis de sensibilidad para el método AASHTO 93 y empírico mecanicista se muestra gráficos, de los cuales cada análisis representa un diseño realizado. Para condicionar un diseño de sensibilidad se toma como bases características de una zona de clima templado característico de la zona central de Chile que se representa en los gráficos de color azul
Y para el caso del PCA se grafica los criterios de falla de fatiga y erosión que representa que si estos valores son cercanos al 100 % quiere decir que están propensos a criterios de falla
En el criterio de diseño se utiliza ejes equivalentes para el método AASHTO 93 y empírico mecanicista y para el PCA se ocupó espectro de carga para volúmenes medios de tránsito.

7.1. Método AASHTO 93

A continuación, se presenta un análisis de sensibilidad de la ecuación de diseño basada en una condición tipo que representa un proyecto de pavimentación de características correspondiente a una zona central de Chile, a fin de poder observar con claridad la influencia de las distintas variables en la ecuación. Esto permitirá posteriormente saber que variables necesitan mayor precisión en su determinación. Los valores asignados a cada variable de la condición tipo, así como los considerados en el análisis de sensibilidad aparecen en la siguiente tabla 7.1

Para efectos de este análisis se escoge la variación de la curva formada por la relación entre los ejes equivalentes y el espesor de la losa de hormigón, ambas variables fundamentales en un diseño, ante una variación determinada de alguna otra variable, manteniéndose todas las demás constantes en un valor considerado como de condición tipo.

Las variables que definen la condición tipo fueron establecidas, en su mayoría en base a la información del Manual de Carreteras, que establece ciertas recomendaciones generales. Así, quedaron fijados directamente los valores de P_0 y E_c ; mientras que los valores de R, C_d y $S_{c'}$ corresponden a valores razonables dentro de los intervalos recomendados para cada caso.

Para el coeficiente de transferencia de carga J se usa 3.8, por ser éste el valor más empleado en Chile, pese a ser el valor mínimo recomendado por la AASHTO para pavimentos con trabazón mecánica y berma asfáltica.

El valor asignado a la serviciabilidad final P_t en la condición tipo es 2.5.

Para el módulo de reacción se empleó k = 85 MPa/m, que corresponde comparativamente a un CBR de 25%.

Por último, a la variable S_0 se le asigna el valor de 0.35, que es el valor el cual se usa en pavimentos de hormigón.

En la tabla 7.1 se muestra los valores considerados en el análisis de sensibilidad del método AASHTO 93 y los valores de diseño que se ocupa como base.

Tabla 7.1 - Parámetros de estructura tipo análisis de sensibilidad

Condición tipo	Valores considerados en el análisis de sensibilidad
P_O = 4.5	P_O = 3.9 – 4.1 – 4.3 – 4.5
P_t= 2.5	P_t = 2.0 – 2.25 – 2.5 – 2.75
Coeficiente de drenaje C_d =1.125	C_d = 1.0 - 1.125 - 1.25
Coeficiente de transferencia de carga J = 3.8	J =3.2-3.5- 3.8-4.1
Confiabilidad R = 75 [%]	R = 70 – 75 – 80 - 85 %
Módulo de elasticidad E_c = 29,000 [MPa]	E_C = 26,000 – 29,000 – 32,000 [MPa]
Resistencia a la flexotracción S'_c = 4.8 [MPa]	$S_C{}'$ = 4.5 – 4.8 – 5.1 [MPa]
CBR subrasante CBR = 25 [%]	CBR = 5 - 25 - 35 [%]

Tabla 7.2 - Resultados de la variación de la serviciabilidad final en la ecuación de AASHTO 93

Serviciabilidad inicial "Po"	**3.9**	**4.1**	**4.3**	**4.5**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**			
5	19	19	19	19
10	21	21	21	21
15	23	23	23	23
20	24	24	24	24
25	25	25	25	25
30	26	26	26	26
35	26	26	26	26
40	27	27	27	27
45	27	27	27	27
50	28	28	28	28
55	28	28	28	28
60	29	29	29	29
65	29	29	29	29
70	29	29	29	29
75	30	30	30	30
80	30	30	30	30
85	30	30	30	30
90	30	30	30	30

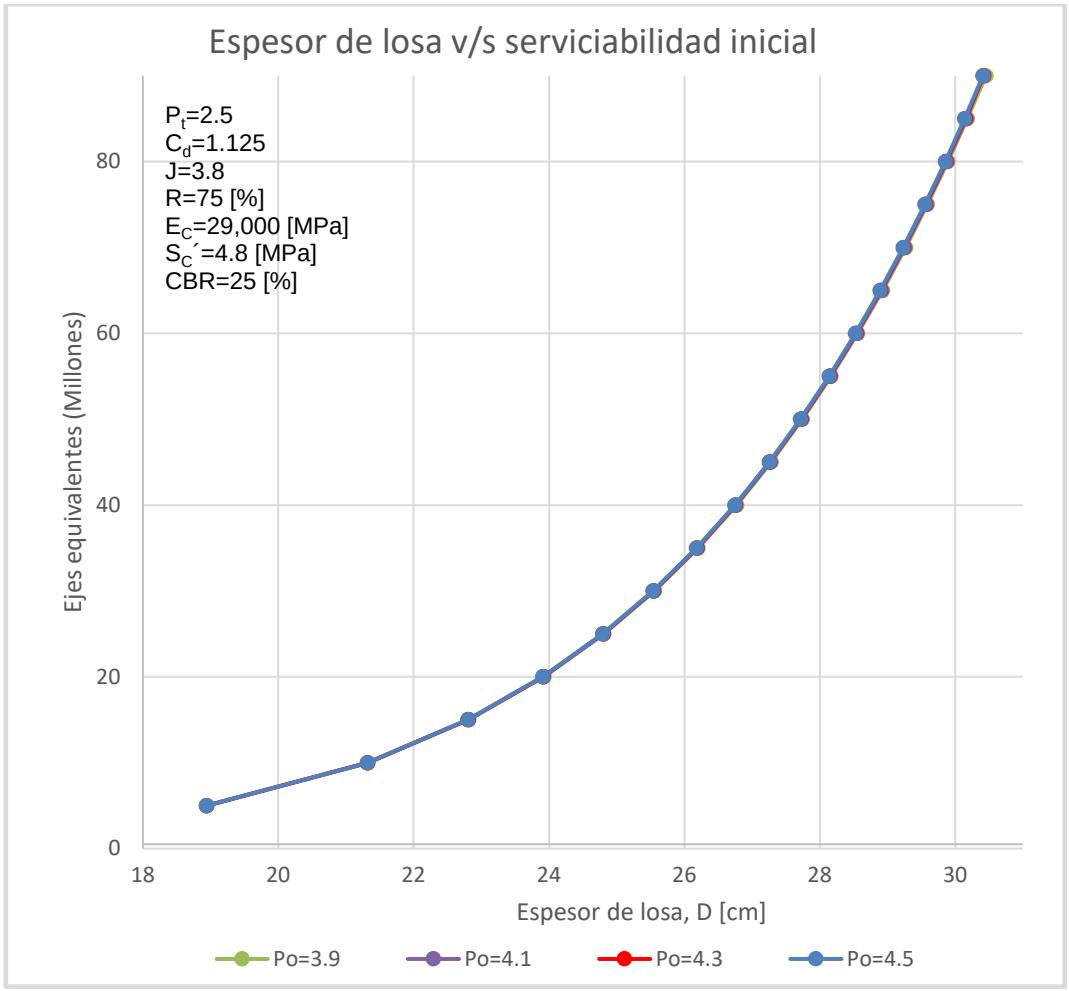


Figura 7.1 - Espesor de losa v/s la serviciabilidad inicial mediante AASHTO 93

La figura 7.1 que representa la serviciabilidad inicial, no se observa variaciones con respecto al espesor. Indicando de esta forma que, en la ecuación de diseño, no es influyente esta variable en el cálculo del espesor.

Tabla 7.3 - Resultados de la variación de la serviciabilidad final en el método AASHTO 93

Serviciabilidad final "Pt"	**2**	**2.25**	**2.5**	**2.75**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**			
5	19	19	19	19
10	21	21	21	21
15	23	23	23	23
20	24	24	24	24
25	25	25	25	25
30	25	26	26	26
35	26	26	26	26
40	27	27	27	27
45	27	27	27	27
50	28	28	28	28
55	28	28	28	28
60	28	28	29	29
65	29	29	29	29
70	29	29	29	29
75	29	30	30	30
80	30	30	30	30
85	30	30	30	30
90	30	30	30	30

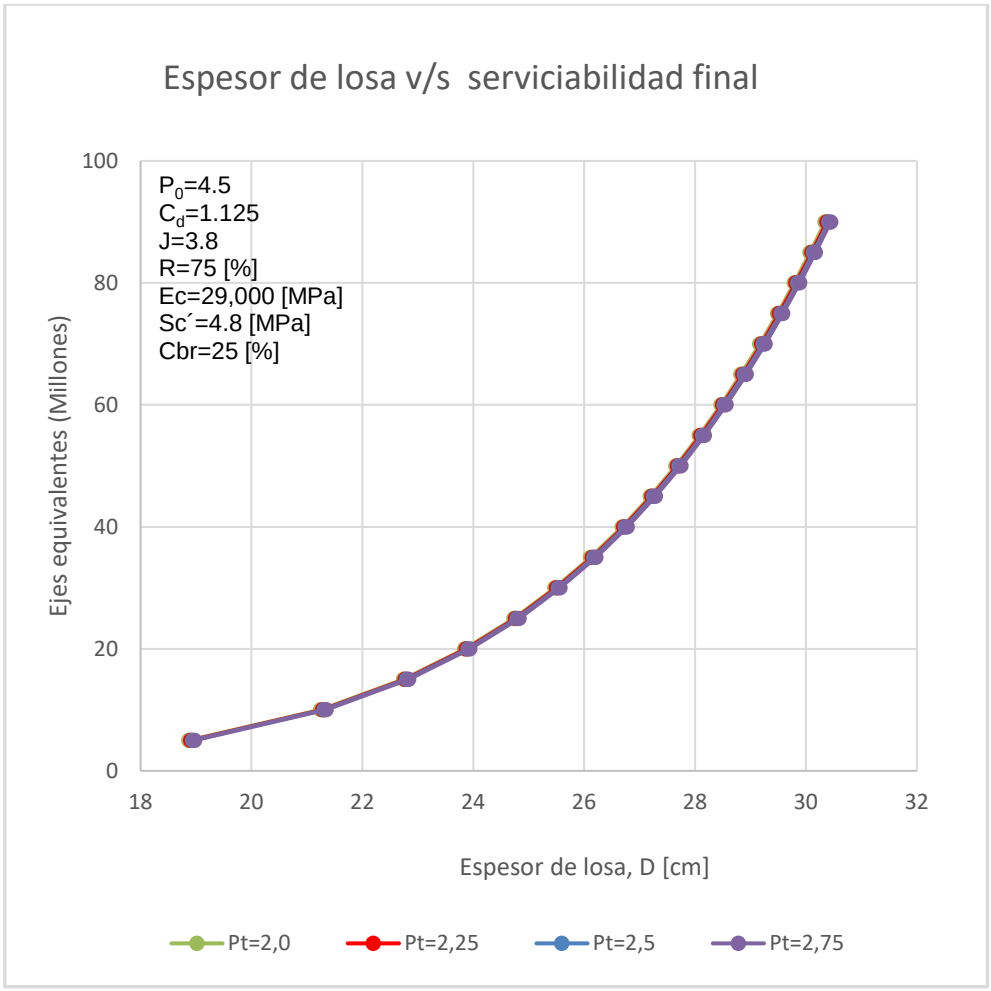


Figura 7.2 - Influencia del espesor de losa v/s la serviciabilidad final en el método AASHTO 93

La figura 7.2, representa la serviciabilidad final, no se observa variaciones con respecto al espesor. Indicando de esta forma que, en la ecuación de diseño, no es influyente esta variable en el cálculo del espesor.

Tabla 7.4 - Resultados de la variación del coeficiente de drenaje en la ecuación AASHTO 93

Coeficiente de drenaje "Cd"	**1**	**1.125**	**1.25**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	20	19	18
10	23	21	20
15	24	23	21
20	26	24	23
25	26	25	23
30	27	26	24
35	28	26	25
40	29	27	25
45	29	27	26
50	30	28	26
55	30	28	27
60	30	29	27
65	31	29	27
70	31	29	28
75	31	30	28
80	32	30	28
85	32	30	28
90	32	30	29

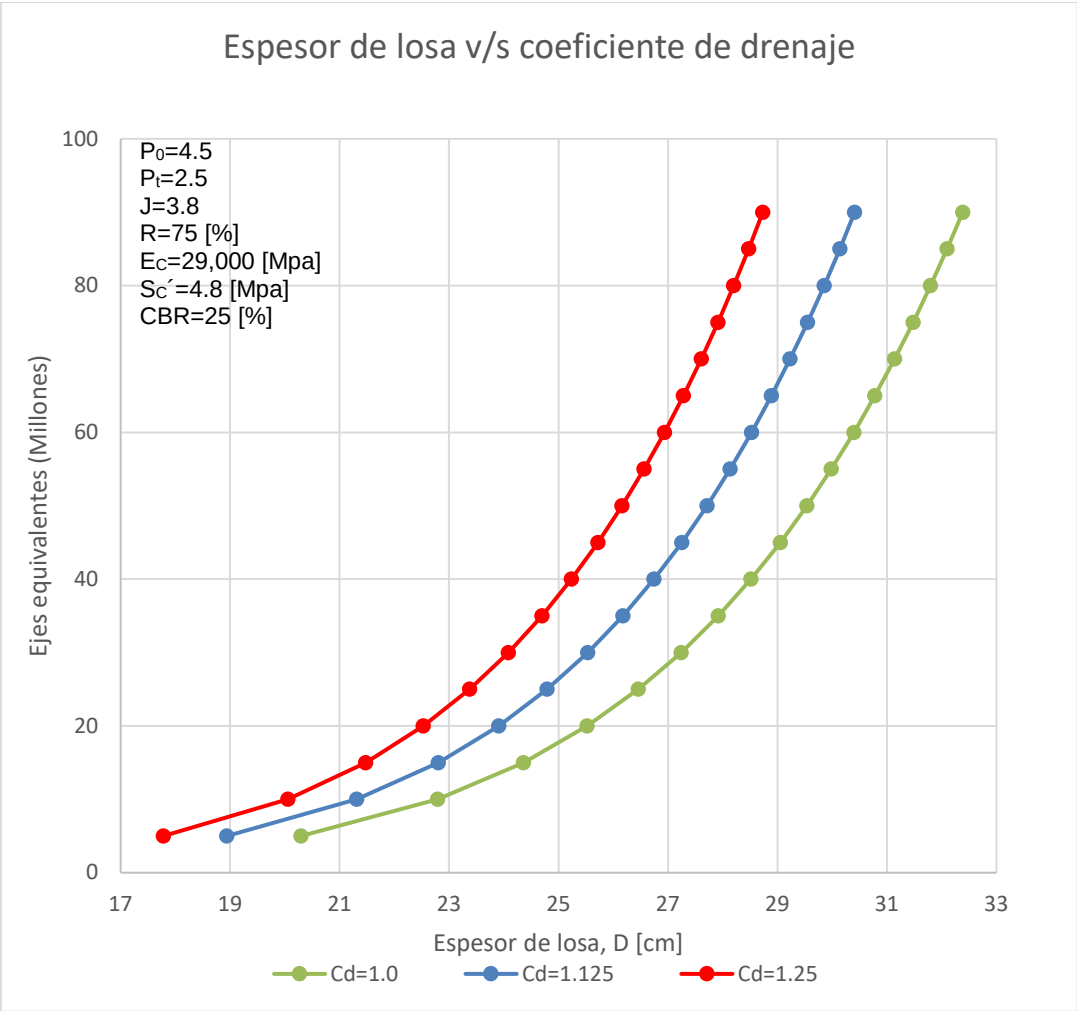


Figura 7.3 - Espesor de losa v/s coeficiente de drenaje mediante AASHTO 93

En la figura 7.3 que corresponde a la determinación del coeficiente de drenaje, se observa en el análisis de sensibilidad que para volúmenes medios y altos esta variable presenta alrededor de 3 cm de diferencia. Lo que demuestra una alta sensibilidad para volúmenes de tránsito medios y altos, en directa proporcionalidad al aumento de tránsito.

Entonces a medida que se aumente este parámetro indica que se obtiene una mejor calidad de drenaje por lo que se requieren menores espesores diseño. Al disminuir este factor implica que existe una deficiente calidad de drenaje, que a su vez involucra mayor espesor en el diseño, por lo que éste factor adquiere gran relevancia en la elección del diseño.

Tabla 7.5 - Resultados de la variación del coeficiente de transferencia en el método AASHTO 93

Coeficiente de transferencia "J"	**3.5**	**3.8**	**4.1**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	18	19	20
10	20	21	22
15	22	23	24
20	23	24	25
25	24	25	26
30	24	26	27
35	25	26	27
40	26	27	28
45	26	27	28
50	26	28	29
55	27	28	29
60	27	29	30
65	28	29	30
70	28	29	30
75	28	30	31
80	29	30	31
85	29	30	31
90	29	30	32

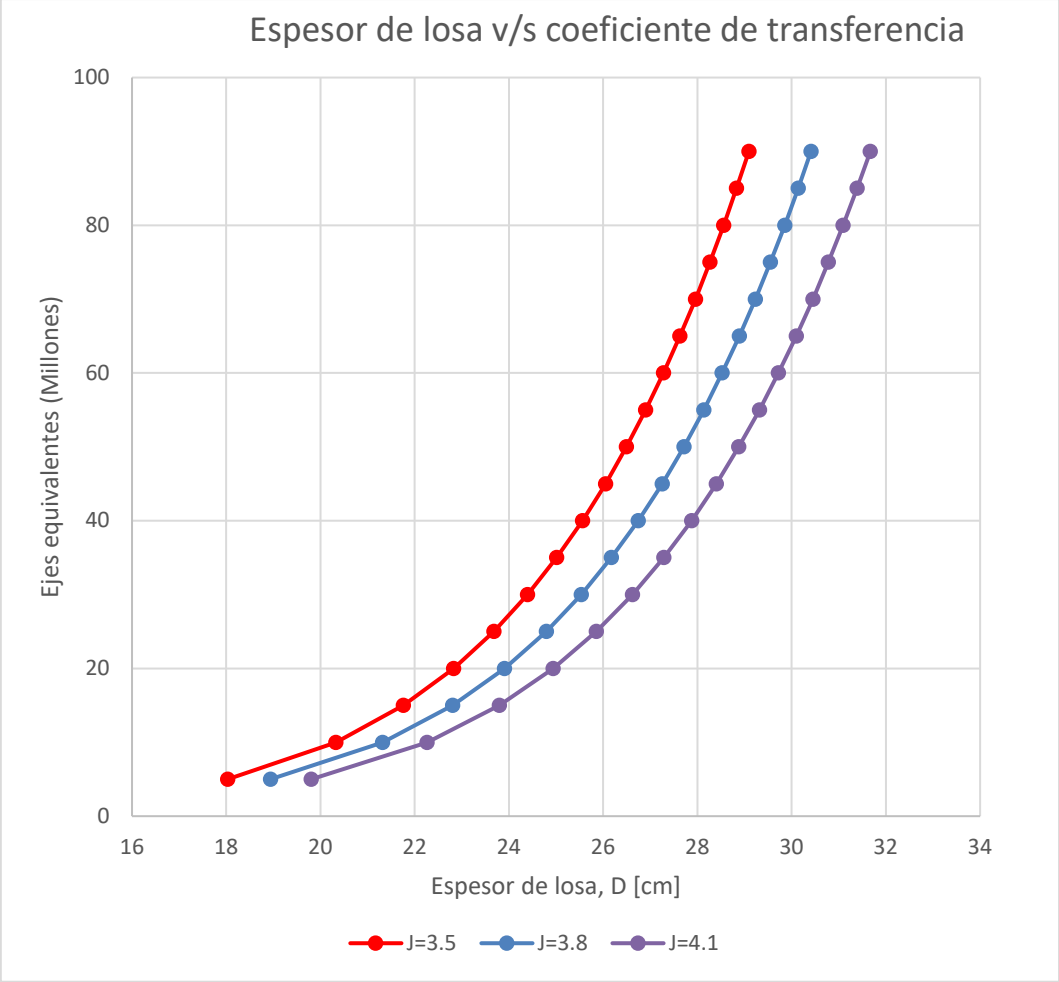


Figura 7.4 - Influencia del espesor de losa v/s coeficiente de transferencia en el método AASHTO 93

La figura 7.4 Representa el análisis de sensibilidad del coeficiente de transferencia que, si bien a medida que aumenta el coeficiente de transferencia J, es decir menor transferencia de carga, se generan mayores tensiones que se requieren mayor espesor. Y a medida que disminuye el coeficiente de transferencia de carga, se requiere menores espesores debido a que existe una menor tensión.

Tabla 7.6 - Resultados de la variación de la confiabilidad en método AASHTO 93

Confiabilidad	**70 [%]**	**75 [%]**	**80 [%]**	**85 [%]**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**			
5	19	19	19	20
10	21	21	22	22
15	22	23	23	24
20	23	24	24	25
25	24	25	25	26
30	25	26	26	27
35	26	26	27	27
40	26	27	27	28
45	27	27	28	29
50	27	28	28	29
55	28	28	29	29
60	28	29	29	30
65	28	29	30	30
70	29	29	30	31
75	29	30	30	31
80	29	30	30	31
85	30	30	31	32
90	30	30	31	32

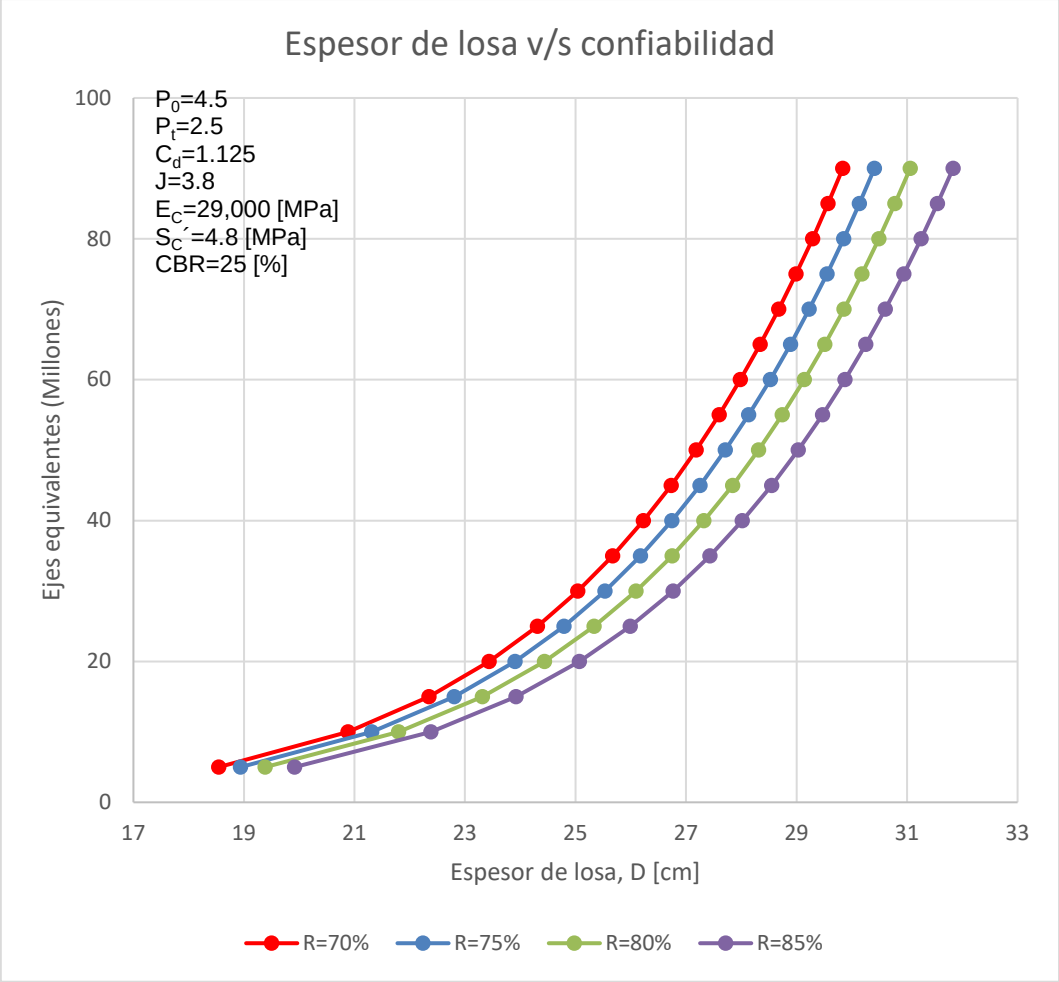


Figura 7.5 - Influencia del espesor de losa v/s la confiabilidad en el método AASHTO 93

La confiabilidad en el método es tomada en forma global como un factor de seguridad, por lo cual presenta variaciones de hasta 2 cm. Lo anterior se puede ver en la figura 7.5. Para un mismo volumen se requieren mayores espesores de losa al variar la confiabilidad

Tabla 7.7- Resultados de la variación del módulo de elasticidad del hormigón en la ecuación AASHTO 93

Módulo de elasticidad "Ec"[MPa]	**26,000**	**29,000**	**32,000**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	19	19	19
10	21	21	21
15	23	23	23
20	24	24	24
25	25	25	25
30	25	26	26
35	26	26	26
40	27	27	27
45	27	27	27
50	28	28	28
55	28	28	28
60	28	29	29
65	29	29	29
70	29	29	29
75	29	30	30
80	30	30	30
85	30	30	30
90	30	30	31

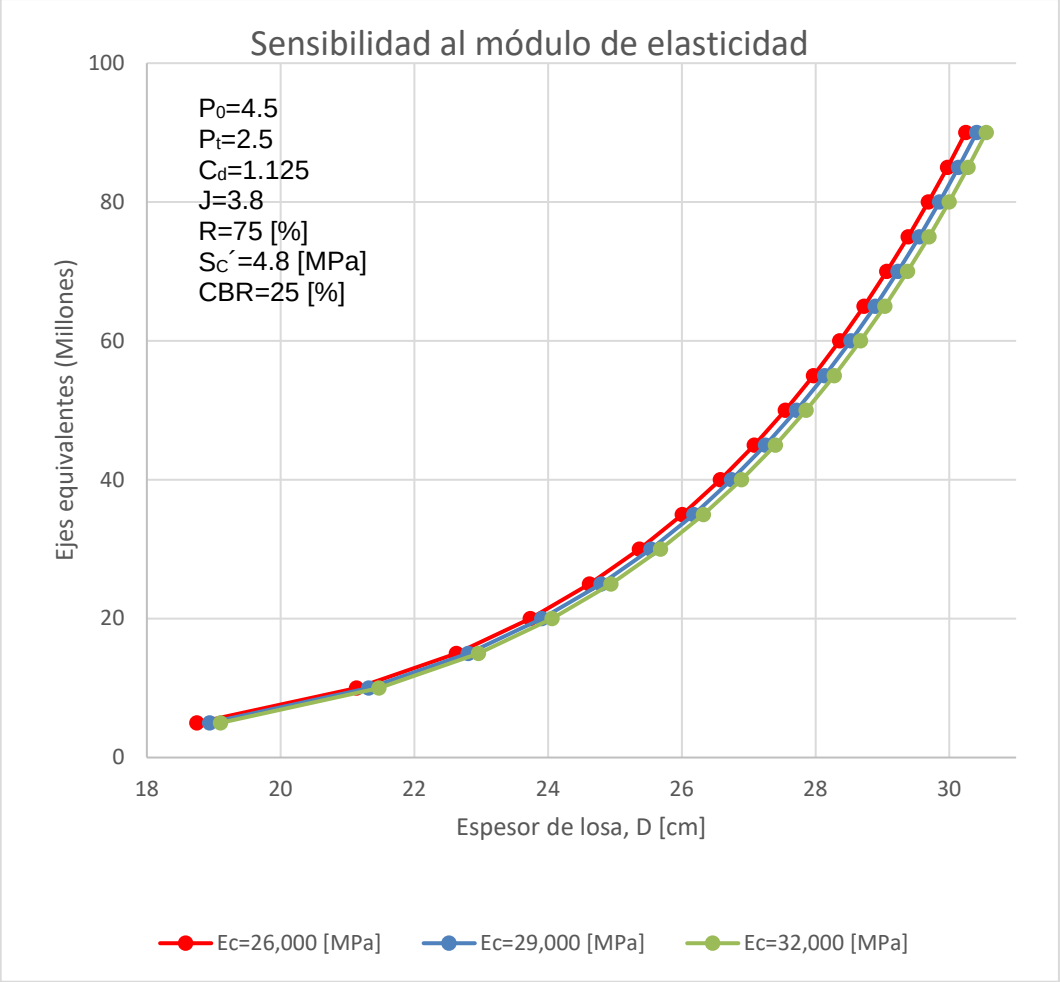


Figura 7.6 - Influencia del espesor de losa v/s módulo de elasticidad del hormigón en el método AASHTO 93

Las variaciones en el módulo de elasticidad del hormigón en el método AASHTO 93 no presentan mayores diferencias al rigidizar el módulo del hormigón (figura 7.6), indican que en este método AASHTO 93, tiene una muy baja influencia en la ecuación, llegando al punto de ser esta variable constante en el diseño de pavimentos utilizando esta metodología.

Tabla 7.8 - Resultados de la variación de la resistencia del hormigón en el método AASHTO 93

Resistencia del hormigón "Sc´"[MPa]	**4.5**	**4.8**	**5.1**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	20	19	18
10	22	21	21
15	24	23	22
20	25	24	23
25	26	25	24
30	26	26	25
35	27	26	25
40	28	27	26
45	28	27	26
50	29	28	27
55	29	28	27
60	30	29	28
65	30	29	28
70	30	29	28
75	31	30	29
80	31	30	29
85	31	30	29
90	31	30	29

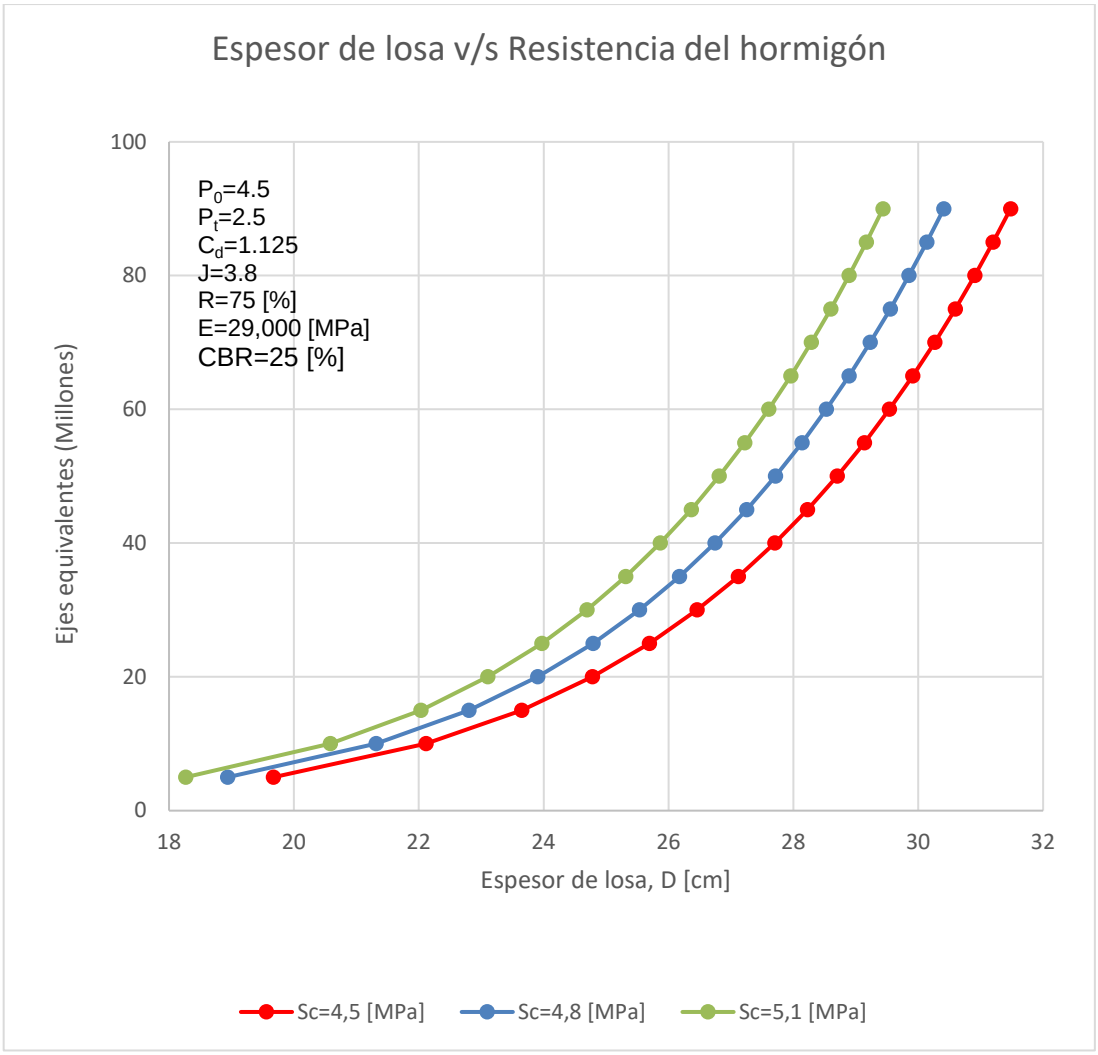


Figura 7.7 - Influencia del espesor de losa v/s la resistencia del hormigón en método de diseño AASHTO 93

Como era de esperarse, la variable resistencia del hormigón Sc´ figura 7.7, presenta una influencia importante en AASHTO 93, siendo ésta una variable de mayor sensibilidad en este método demostrándose que ésta controla el diseño al utilizar este método. Por lo que es una variable a determinar con la mayor precisión posible, considerando que al aumentar el tránsito se debe aumentar la resistencia del hormigón para obtener menores espesores de losa.

Tabla 7.9 - Resultados de la variación del Módulo de reacción en el método AASHTO 93

CBR [%]	**5**	**25**	**35**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	20	19	19
10	22	21	21
15	24	23	22
20	25	24	24
25	26	25	24
30	27	26	25
35	27	26	26
40	28	27	26
45	28	27	27
50	29	28	27
55	29	28	28
60	30	29	28
65	30	29	29
70	30	29	29
75	31	30	29
80	31	30	30
85	31	30	30
90	31	30	30

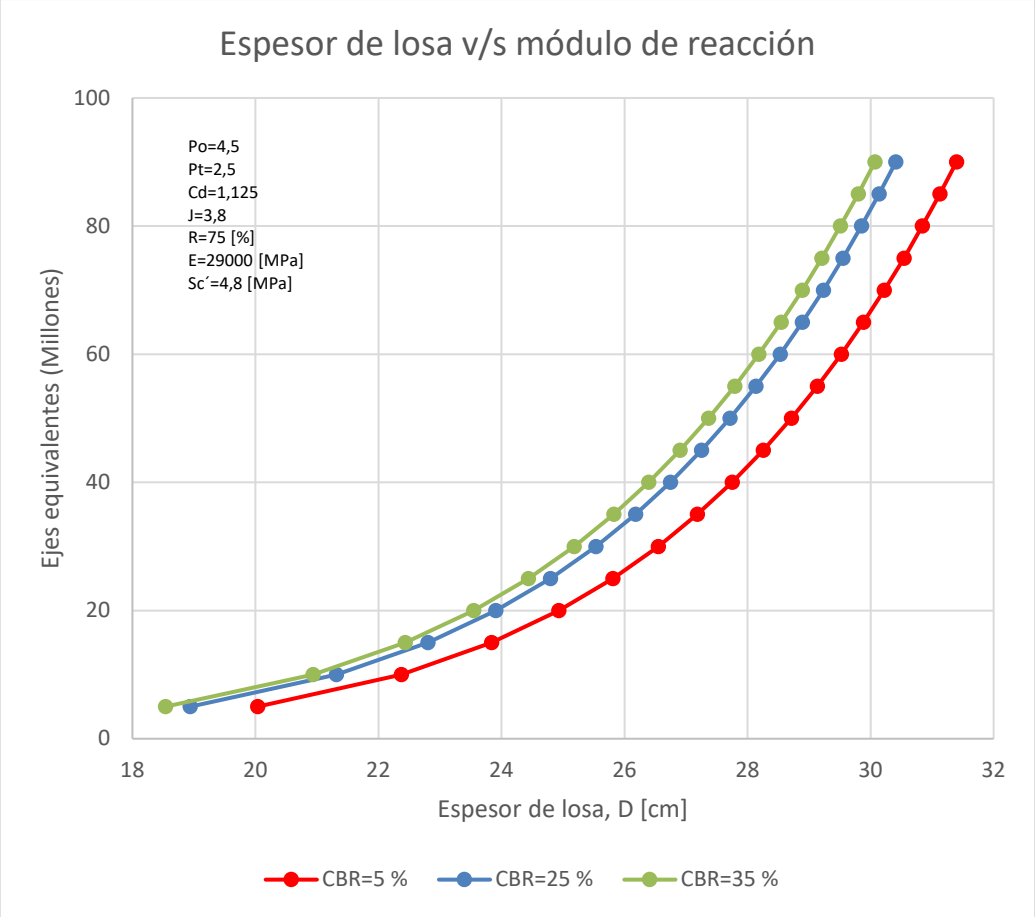


Figura 7.8 - Influencia del espesor de losa v/s módulo de reacción en método AASHTO 93

Finalmente, la figura 7.8 muestra el efecto que tienen distintos valores del módulo de reacción de la subrasante k, en la condición tipo. Los resultados indican que la influencia no es muy significativa en los rangos observados. A excepción de una capacidad de soporte muy baja (5%), ya que se demuestra la necesidad de aumentar el espesor del pavimento para contrarrestar su disminuida contribución.

Como conclusión de este análisis se puede decir que, aparte del tránsito y espesor, se deberá tener especial cuidado en la determinación de Cd, J, Sc. El resto de las variables mostraron tener una influencia menos importante en el comportamiento.

Al aumentar el módulo de elasticidad, no se aprecia una gran diferencia en el espesor. Es decir que al rigidizar el pavimento con este método no se aprecian grandes cambios.

7.2. Método PCA

A continuación, se presenta el análisis de sensibilidad de los parámetros a analizar en el diseño de pavimentos rígidos, por el método PCA, al igual que en el método anterior para poder realizar este análisis se tomaron parámetros medios de una carretera, la cual se utiliza para poder realizar el análisis de la variación del espesor de la losa de hormigón, en términos de criterios de falla de fatiga y erosión para los diferentes parámetros.

Para el método PCA se utiliza dos casos diferentes el primer caso es un pavimento con berma de hormigón y sin barras de transferencia, y el segundo caso en un pavimento con berma de hormigón y con barras de transferencia.

Para llevar a cabo el análisis se utiliza el software “PCAcalculo” con las siguientes variables

En la tabla 7.10 se muestra el diseño como base y los valores utilizados en el análisis de sensibilidad.

Tabla 7.10 - Valores considerados en el análisis de sensibilidad Método PCA

Condición tipo	**Valor utilizado en el análisis de sensibilidad**
Factor de seguridad =1.1	1 – 1.1 – 1.2 – 1.3
Módulo de Rotura = 4.8 [MPa]	3.3 - 3.6 – 3.9 – 4.2 – 4.5 – 4.8 – 5.1 [MPa]
CBR = 25 [%]	5 – 10 – 15 – 20 – 25 – 30 - 35 [%]

Se analizarán dos casos, caso 1 y caso 2, definidos como:

- Caso 1: con berma y sin barras de transferencia
- Caso 2: con berma y con barras de transferencia

7.2.1 Análisis de sensibilidad del módulo de rotura versus el espesor de la losa.

Caso 1:

En la tabla 7.11 se muestran los diseños de espesores efectuados por el método PCA variando el módulo de rotura

Tabla 7.11 - Resultados de la variación del módulo de rotura en el método PCA

Módulo de rotura [psi]	Módulo de rotura [Mpa]	Fatiga [%]	Erosión [%]	Espesor [in]	Espesor [cm]
479	3.3	96	42	9	23
522	3.6	81	78	8.5	22
566	3.9	33	99	8.3	21
609	4.2	8	99	8.3	21
653	4.5	2	99	8.3	21
696	4.8	0	99	8.3	21
740	5.1	0	99	8.3	21

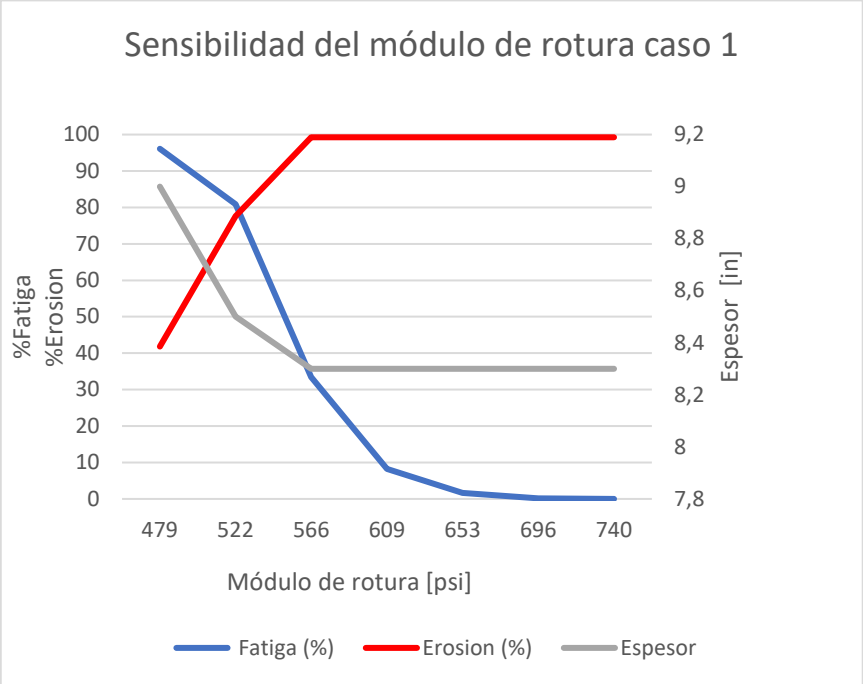


Figura 7.9 - Sensibilidad del módulo de rotura en el Método PCA

De la figura 7.9 se puede observar que para valores del módulo de rotura que variaron entre 479 a 566 [psi] el espesor de la losa disminuye de 23 a 21 cm para luego a partir de 566 [psi] mantener constante el espesor en 21 cm ante el aumento del módulo de rotura.

El diseño de espesor es controlado por el criterio de fatiga entre el rango de módulo de rotura de 479 a 522 [psi], por lo que dentro de esos rangos la losa es más susceptible a sufrir agrietamientos por flexión. Para valores mayores a 566 [psi] es predominante la falla por erosión debido a que el aumento en el módulo de rotura implica un aumento en la rigidez de la losa afectando las condiciones de apoyo produciendo deflexiones en la esquina o de borde

Caso 2:

En la tabla 7.12 se muestran los diseños de espesores efectuados por el método PCA variando el módulo de rotura

Tabla 7.12 - Resultados de la variación del módulo de rotura en el método PCA

Módulo de rotura [psi]	Módulo de rotura [Mpa]	Fatiga [%]	Erosión [%]	Espesor [in]	Espesor [cm]
479	3.3	96	1	9	23
522	3.6	81	4	9	22
566	3.9	80	10	8	20
609	4.2	73	20	8	19
653	4.5	75	41	7	18
696	4.8	92	81	7	17
740	5.1	44	96	7	17

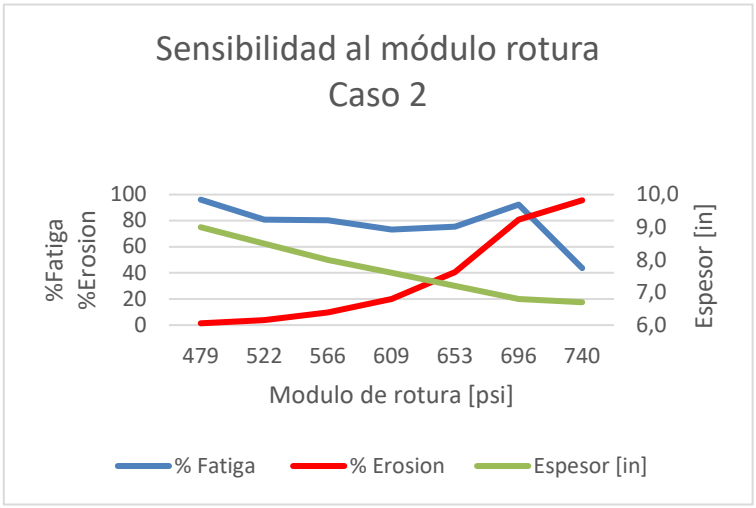


Figura 7.10 - Continuación de la sensibilidad al módulo de rotura en el método PCA

En la figura 7.10 se puede observar que, a diferencia del caso anterior, al aumentar el módulo de rotura del hormigón de 479 a 740 [psi] el espesor de losa disminuye de 23 a 17 cm. El diseño es controlado por la fatiga en el rango del módulo de rotura de 479 a 696 [psi] por lo que es predominante la falla del hormigón por fatiga susceptible a agrietamientos por flexión.

7.2.2. Análisis de Sensibilidad del Módulo de Reacción de la Subrasante versus el Espesor de la Losa de Hormigón.

Caso 1:

En la tabla 7.13 se muestran los diseños de espesores efectuados por el método PCA variando el porcentaje de la subrasante.

Tabla 7.13 - Continuación Resultados de la variación del CBR de la subrasante en el método PCA

CBR %	Fatiga [%]	Erosión [%]	Espesor [in]	Espesor [cm]
5	96	42	9	23
10	0	94	9	22
15	0	99	9	22
20	0	95	9	22
25	0	99	8	21
30	0	90	8	21
35	0	93	8	20

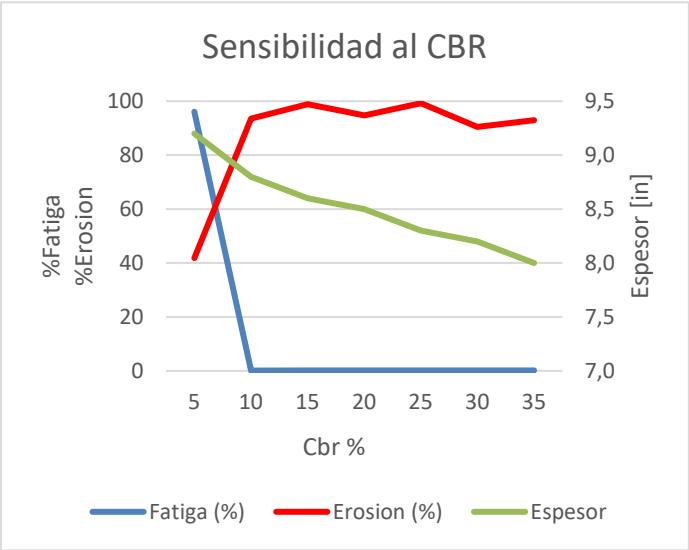


Figura 7.11 - Sensibilidad al CBR de la subrasante en el método PCA caso 1

En la figura 7.11 Se puede observar que ante el aumento del CBR de 5 a 35 por ciento el espesor de losa disminuye de 23 a 20 cm ,pero si bien para los valores entre 0 a 5 por ciento, subrasante de bajo CBR predomina el criterio de falla por fatiga , como también predomina entre valores altos de 35 a 60, una fundación muy flexible con una losa de hormigón rígido produce falla de fatiga como también una fundación muy rígida con espesor delgados producen flexiones generada por las cargas de tráfico. Para valores mayores al 10 por ciento de CBR el criterio de erosión es el que controla el diseño.

Caso 2:

En la tabla 7.14 se muestran los diseños de espesores efectuados por el método PCA variando el porcentaje de la subrasante.

Tabla 7.14 Resultados de la variación del CBR en el método PCA

CBR %	Fatiga [%]	Erosión [%]	Espesor [in]	Espesor [cm]
5	84	72	7.4	19
10	75	68	7.2	18
15	74	68	7.1	18
20	73	69	7.0	18
25	92	81	6.8	17
30	76	79	6.7	17
35	84	91	6.5	17

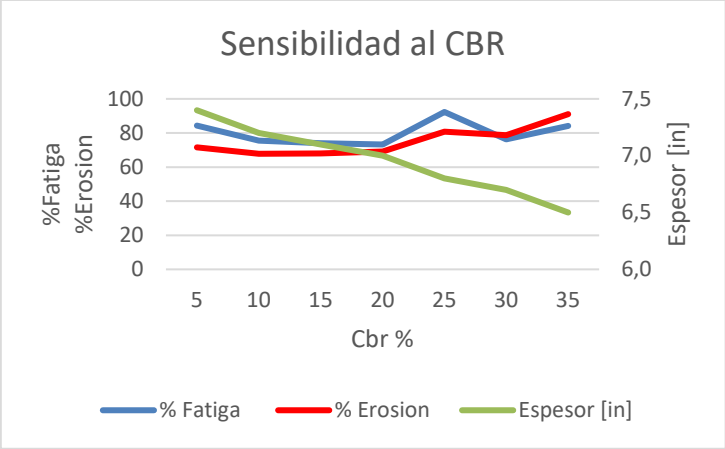


Figura 7.12 - Sensibilidad al CBR en el método PCA caso 2

En la figura 7.12 El comportamiento general con respecto al espesor igual que el caso anterior el espesor disminuye de 19 a 17 cm a medida que aumenta el CBR, se puede observar que al colocar barras de traspaso de carga el espesor disminuye alrededor de 3 - 4 cm en comparación al caso anterior y el comportamiento general de criterio de fatiga y erosión tienden a tener iguales curvas.

7.2.3. Análisis de sensibilidad del factor de seguridad FS versus el espesor de la losa.

Caso 1:

En la tabla 7.15 se muestran los diseños efectuados para el análisis de sensibilidad para el método PCA, variando el factor de seguridad.

Tabla 7.15 - Resultados de la variación del factor de seguridad en el método PCA

Tipo de vía	FS	Fatiga [%]	Erosión [%]	Espesor [in]	Espesor [cm]
Locales	1	72	95	7.1	18
Arterias principales y secundarias	1.1	4	97	7.7	20
Autopistas y arterias principales	1.2	2	99	8.3	21
Interurbanas	1.3	1	92	9	23

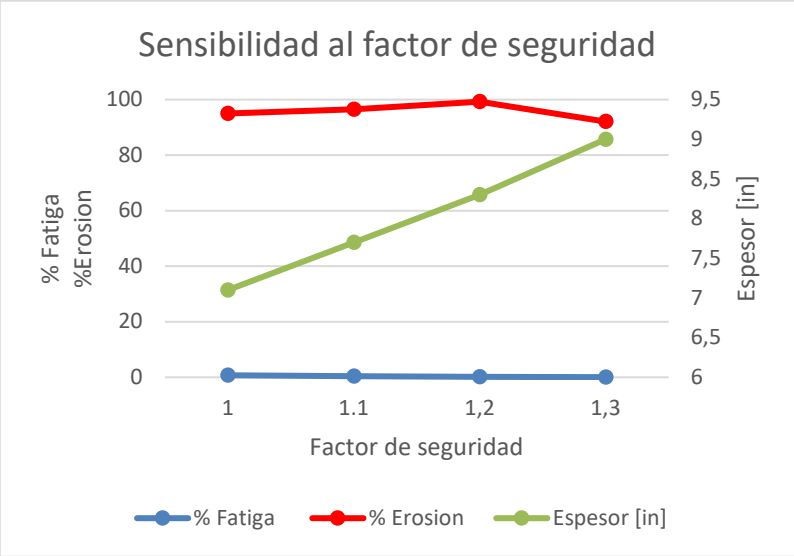


Figura 7.13 - Sensibilidad al factor de seguridad en el método PCA

En la figura 7.13 el comportamiento respecto al espesor a medida que aumenta el factor de seguridad el espesor también aumenta de 18 a 23 cm, se puede observar que el criterio de fatiga no incide en ningún momento y el criterio de erosión es el que controla el diseño para los valores analizados

Caso 2:

En la tabla 7.16 se muestran los diseños efectuados para el análisis de sensibilidad para el método PCA, variando el factor de seguridad.

Tabla 7.16 - Resultados de la variación del factor de seguridad en el método PCA

Tipo de vía	FS	Fatiga [%]	Erosión [%]	Espesor [in]	Espesor [cm]
Locales	1	80	66	6	15
Arterias principales y secundarias	1.1	88	73	6.4	16
Autopistas y arterias principales	1.2	92	81	6.8	17
Interurbanas	1.3	92	88	7.2	18

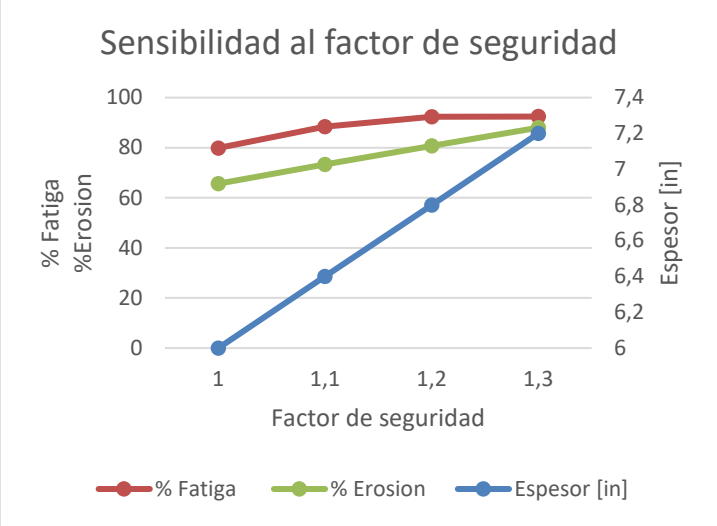


Figura 7.14 – Sensibilidad al factor de seguridad en el método PCA

En la figura 7.14 se muestra el comportamiento del espesor, a medida que aumenta el factor de seguridad el espesor aumenta de 15 a 18 cm y a diferencia del caso anterior los espesores diseñados hay diferencia de hasta 5 cm de espesor utilizando barras de transferencia y en este caso el criterio de fatiga es predominante

7.3. Metodología Empírico-Mecanicista

Para el análisis de sensibilidad de AASHTO 98 se utilizó el método condicionado a clima del territorio nacional que sirve debido a que en su diseño incorpora escalonamiento y agrietamiento esquina como modelos de predicción. Como también se puede incorporar aspectos de la geometría de la losa.

También se ocuparon las siguientes variables para la condición tipo se utilizó el clima de Valparaíso, con un CBR de un 25 % de la subrasante, se utilizó factor berma asfáltica

En la tabla 7.17 se muestran el diseño base y los valores considerados en el análisis de sensibilidad.

Tabla 7.17 - Valores considerados en el análisis de sensibilidad por el método empírico mecanicista

Condición tipo	Valores considerados en el análisis de sensibilidad
Subrasante CBR = 25 [%]	CBR =5 – 25 - 35 [%]
Módulo de elasticidad del hormigón E_c = 29,000 [MPa]	Ec= 26,000 – 29,000 – 32,000 [MPa]
Factor berma = 1	F_b= 1 - 0.94 – 0.92
Resistencia a la flexotracción $S_{C}´$ = 4.8 [MPa]	Sc´=4.5 – 4.8 – 5.1 [MPa]
Confiabilidad R = 75 [%]	R= 70 – 75 – 80 - 85 [%]
Módulo de elasticidad de la subbase Eb = 150 [Mpa]	-

Tabla 7.18 - Resultados a la variación del CBR en el método empírico mecanicista

Ejes equivalentes [Millones]	CBR=5%	CBR=10%	CBR=20%	CBR=25%	CBR=35%
	Espesor [cm]				
5	18	17	16	15	15
10	20	19	19	18	18
15	22	21	20	20	20
20	23	22	22	22	21
25	24	24	23	23	23
30	25	25	24	24	24
35	26	26	25	25	25
40	27	26	26	26	26
45	27	27	27	27	27
50	28	28	28	28	28
55	28	28	28	28	28
60	29	29	29	29	29
65	29	29	30	30	30
70	30	30	30	30	30
75	30	30	30	30	31
80	31	31	31	31	32
85	31	32	32	31	32
90	32	32	32	32	32

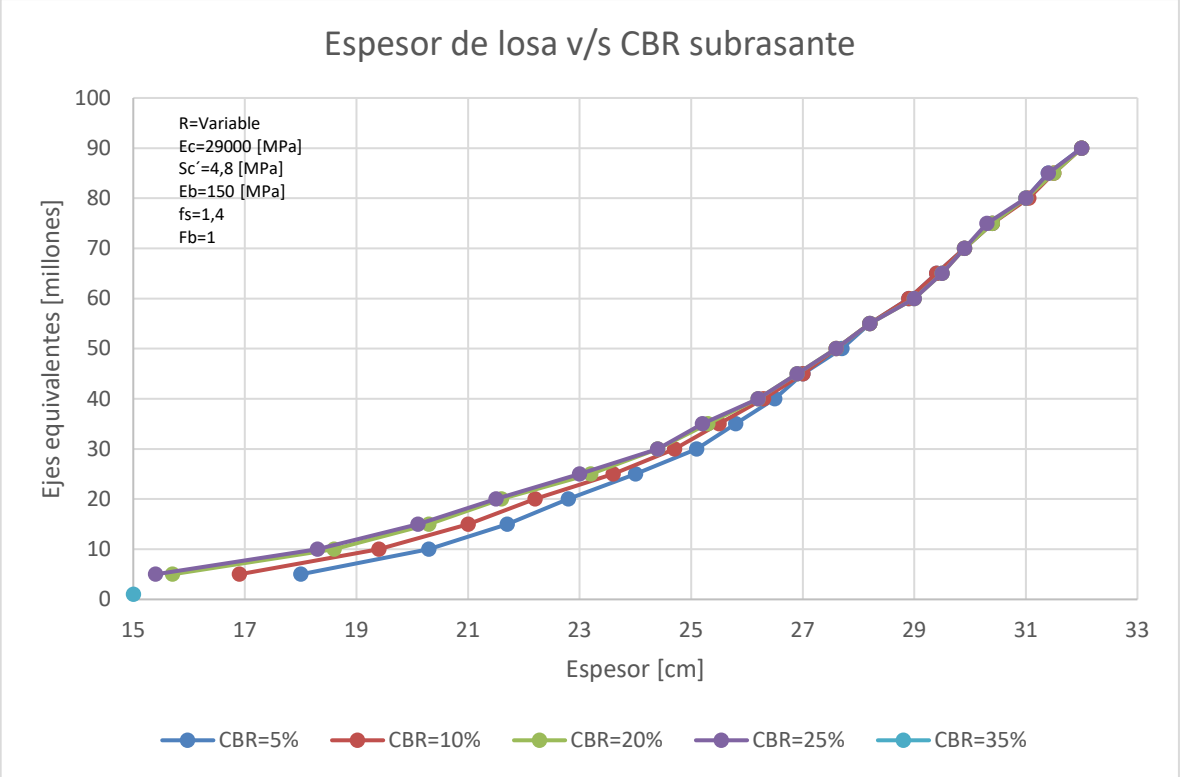


Figura 7.15 - Sensibilidad del espesor de losa v/s CBR en el método empírico mecanicista

En la figura 7.15 se puede apreciar que, para volúmenes de 5 a 45 millones de ejes equivalentes, el espesor para una misma carga de tránsito varía dependiendo de la calidad soportante de la subrasante, es decir a mayor soporte de subrasante menor es el espesor requerido Sin embargo, en el rango comprendido desde 45 a 90 millones de ejes equivalentes se puede apreciar que los resultados que se obtuvieron con la planilla PAVIVIAL arroja una tendencia a igualarse los espesores, independiente de la calidad de la subrasante, esto es que para una misma carga, el espesor es independiente de la calidad del suelo.

Lo anterior refleja que el comportamiento general de las curvas a medida que aumenta la carga de transito con relación al CBR las diferencias de espesores entre una calidad y otra de suelo disminuyen denotando que para una misma carga de transito existen diferencias de espesores de hasta 3 cm entre CBR

Tabla 7.19 - Resultados de la variación del módulo de elasticidad de hormigón en el método empírico Mecanicista

Módulo de elasticidad "Ec"[MPa]	**26000**	**29000**	**32000**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	16	15	15
10	19	18	17
15	21	20	19
20	22	22	20
25	24	23	22
30	25	24	23
35	26	25	24
40	27	26	25
45	28	27	26
50	28	28	27
55	29	28	27
60	30	29	28
65	30	30	29
70	31	30	29
75	32	31	30
80	32	32	30
85	33	32	31
90	33	33	32

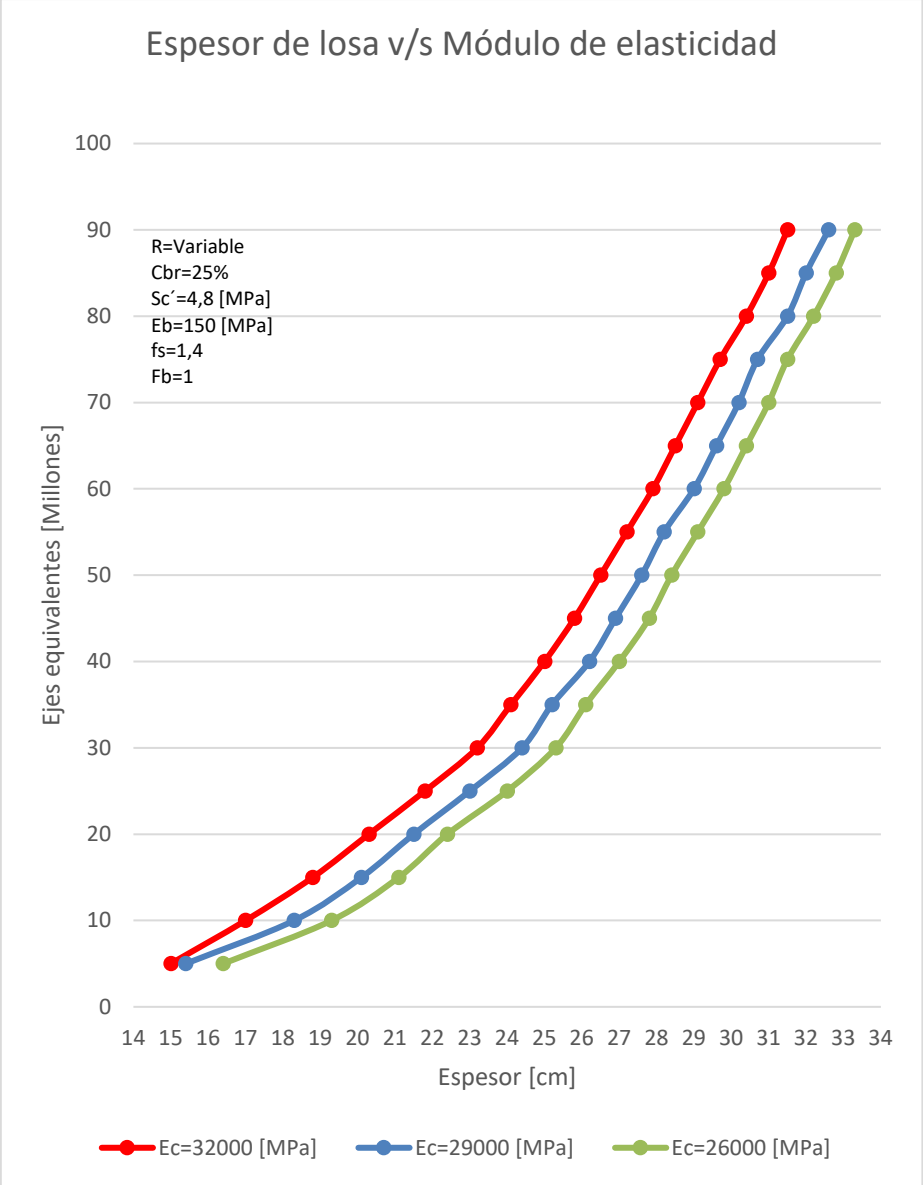


Figura 7.16 - Espesor de losa v/s módulo elástico del hormigón mediante AASHTO 98.

En la figura 7.16 se observa como comportamiento general que a medida que aumenta Módulo de elasticidad del hormigón disminuye el espesor de losa y a medida que disminuye el módulo de elasticidad del hormigón el espesor aumenta. En el análisis de sensibilidad se apreció una variación en promedio de 2 cm para los diferentes niveles de carga de tránsito. Lo que se puede afirmar es que, a menor módulo de elasticidad, es decir mayor flexibilidad, mayores espesores son requeridos.

Tabla 7.20 - Resultados a la variación del factor berma en el método empírico mecanicista

Factor berma	**F_b=1**	**F_b=0.94**	**F_b=0.92**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	18	16	16
10	21	20	19
15	23	21	21
20	24	23	22
25	25	24	23
30	26	25	24
35	27	25	25
40	28	26	26
45	28	27	26
50	29	27	27
55	29	28	27
60	30	28	28
65	30	29	28
70	31	29	29
75	31	29	29
80	32	30	29
85	32	30	30
90	32	31	30

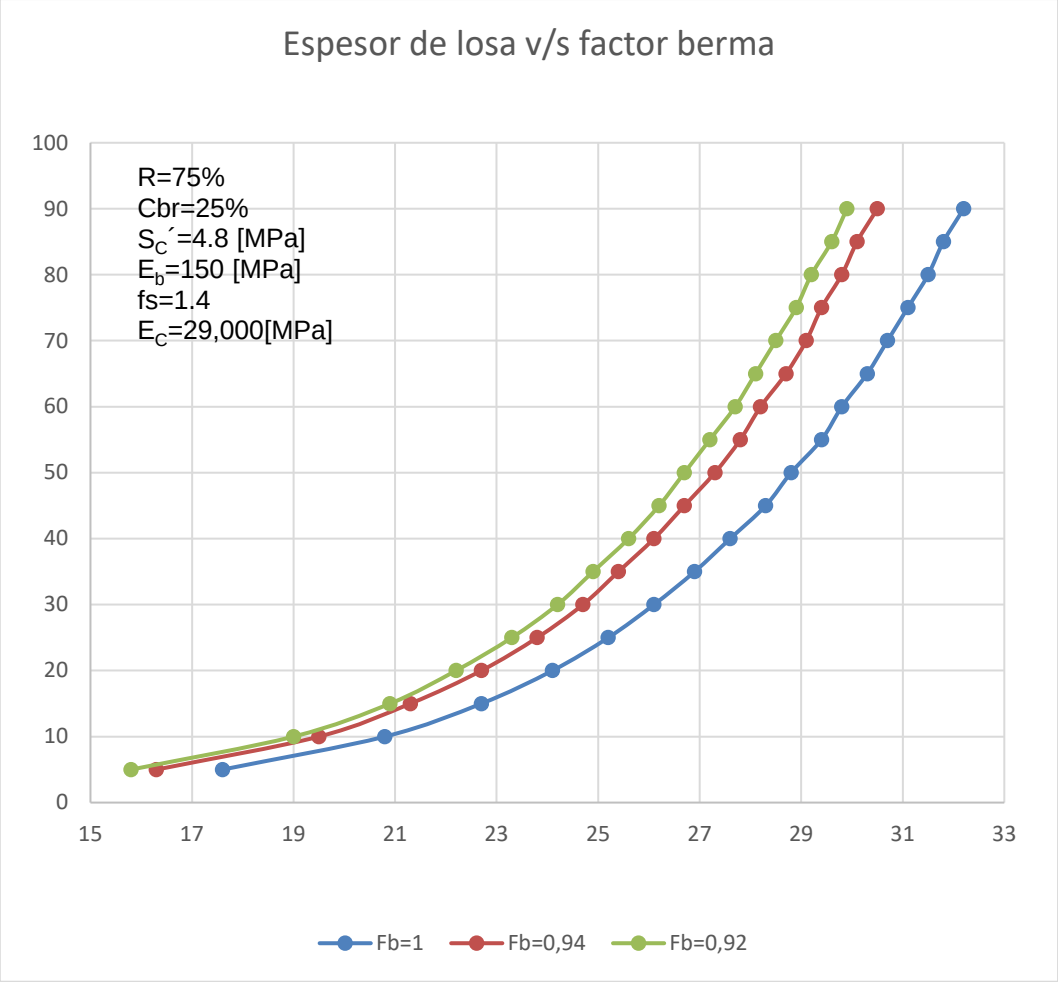


Figura 7.17 - Espesor de losa v/s factor berma mediante AASHTO 98

En la figura 7.17 correspondiente al factor berma se observó a medida que disminuye este factor se obtienen menores espesores. Esto se debe a que si se ocupan distintos tipos de berma que mejoren la calidad del amarre al pavimento, es decir que confinen el hormigón, hacen disminuir las tensiones en el borde. Y en consecuencia se diseñan los espesores menores.

Cabe mencionar que un factor 1 corresponde a berma asfáltica, factor 0,94 berma de hormigón, y 0,92 a berma de hormigón más 50 cm se sobre ancho. De la figura se desprende que el factor 1 requiere siempre un mayor espesor que alcanza los 2cm por sobre el menor caso. Éste último siendo una berma de hormigón con 50 cm de sobreancho, el cual entrega para todos los casos la menor opción de espesor para el pavimento.

Tabla 7.21 - Resultados a la variación de la resistencia del hormigón en el método empírico mecanicista

Resistencia del hormigón "Sc´"[MPa]	**4.5**	**4.8**	**5.1**
Ejes equivalentes [Millones]	**Espesor [cm]**		
5	19	18	16
10	22	21	20
15	24	23	21
20	26	24	23
25	27	25	24
30	28	26	25
35	29	27	26
40	29	28	26
45	30	28	27
50	31	29	27
55	31	29	28
60	32	30	28
65	32	30	29
70	33	31	29
75	33	31	30
80	33	32	30
85	34	32	30
90	34	32	31

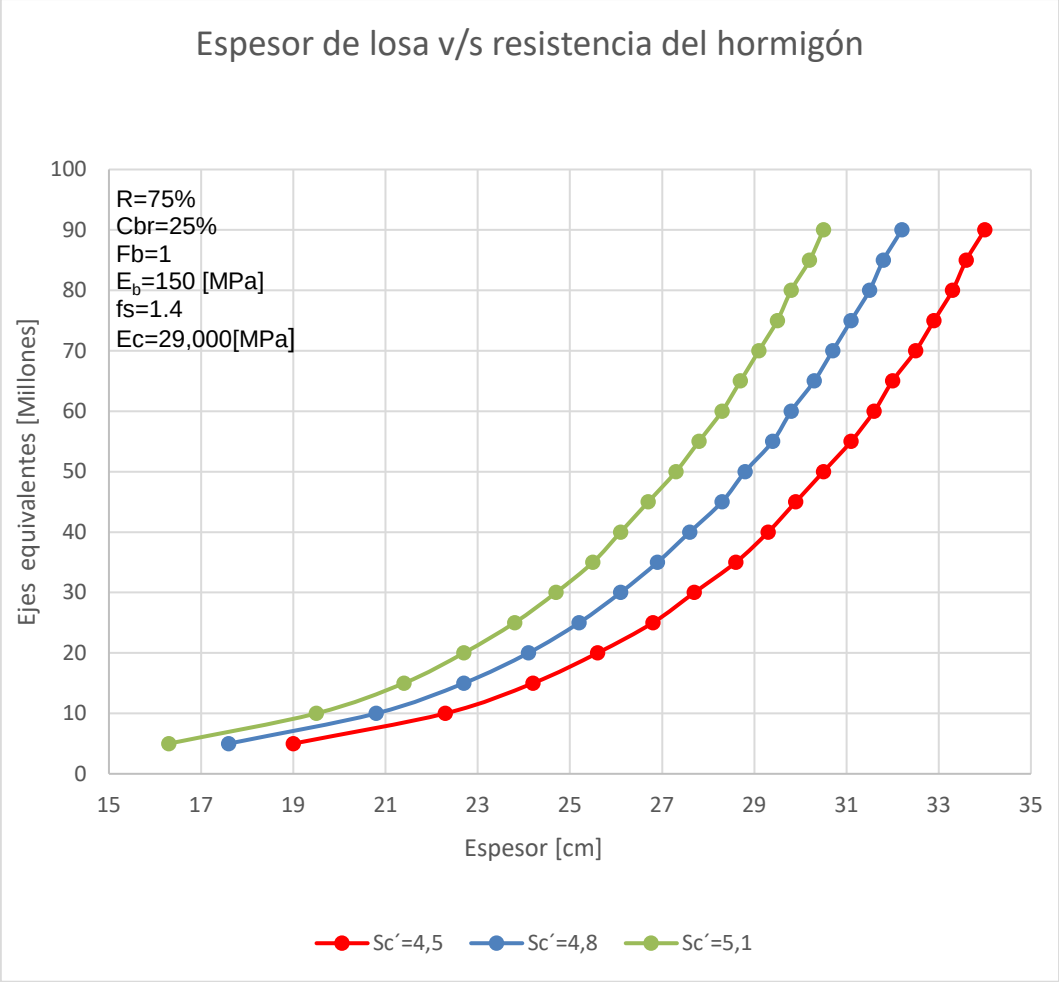


Figura 7.18 - Espesor de losa v/s la resistencia del hormigón mediante AASHTO 98

En la Figura 7.18 con respecto a la resistencia del hormigón, se aprecia que a medida que se aumenta este parámetro disminuyen los espesores y a media que disminuye la resistencia aumentan los espesores. Cabe mencionar que existen diferencias de hasta 3 cm respecto a la variación de la resistencia para una misma carga de tránsito. Siendo esta diferencia incrementada en mayor proporción al aumento del tránsito, demostrándose que mientras mayor es el aumento del tránsito se requerirán menores espesores con una mayor resistencia del hormigón

Resumen de la Sensibilidad de los Parámetros de los Métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98

A continuación, tabla 7.22, se presenta una tabla resumen de los rangos utilizados en los que se ha variado los parámetros considerados en el método AASHTO 93

Tabla 7.22 - Resumen de la variación de parámetros en el análisis de sensibilidad del método AASHTO 93

Sensibilidad de los parámetros de diseño en el espesor de la losa de hormigón utilizando el método AASHTO 93		
Parámetro de diseño	**Rango de Variación**	**Rango de Variación del espesor de la losa de hormigón obtenido**
Módulo de ruptura	4.5 - 5.1 [MPa]	24 - 22 [cm]
Módulo de elasticidad	26,000 – 32,000 [MPa]	23 [cm]
Trafico	5 - 90 [millones]	19 - 30 [cm]
Módulo de reacción	5 - 35 [%]	24 - 22 [cm]
Coeficiente de drenaje	1 – 1.25	22 - 24 [cm]
Serviciabilidad inicial	3.9 – 4.5	23 [cm]
Serviciabilidad final	2 – 2.75	23 [cm]
Confiabilidad	70 - 85 [%]	22 - 24 [cm]
Coeficiente de transferencia J	3.5 - 4.1	22 - 24 [cm]

A continuación, en las tablas 7.23 y 7.24 se presenta un resumen de las variables de diseño y los rangos respectivos en el análisis de sensibilidad correspondiente al método PCA en este caso el análisis de sensibilidad se obtuvo de dos casos uno con berma de hormigón y sin barras de traspaso y el otro con berma de hormigón y barras de traspaso.

Caso 1 Con berma de hormigón y sin barras de transferencia

Tabla 7.23 - Resumen de la variación de los parámetros a utilizar en el análisis de sensibilidad Método PCA Caso 1

Sensibilidad de los parámetros de diseño en el espesor de la losa de hormigón utilizando el método PCA		
Parámetro de diseño	**Rango de Variación**	**Rango de Variación del espesor de la losa de hormigón obtenido**
Módulo de ruptura	4.5 – 5.1 [MPa]	21 [cm]
Factor de seguridad	1.0 – 1.3	18 - 23 [cm]
Trafico	Volumen medio	21 [cm]
Módulo de reacción	5 - 35 [%]	23 - 20 [cm]

Caso 2 Con berma de hormigón y con barras de transferencia

Tabla 7.24 - Resumen de la variación de los parámetros a utilizar en el análisis de sensibilidad Método PCA Caso 2

Sensibilidad de los parámetros de diseño en el espesor de la losa de hormigón utilizando el método PCA		
Parámetro de diseño	**Rango de Variación**	**Rango de Variación del espesor de la losa de hormigón obtenido**
Módulo de ruptura	4.5 – 5.1 [MPa]	18 - 17 [cm]
Factor de seguridad	1.0 - 1.3	15 - 18 [cm]
Trafico	Volumen medio	17 [cm]
Módulo de reacción	5 - 35 [%]	19 - 17 [cm]

A continuación, en la tabla 7.25 se presentan las variables consideradas en el análisis de sensibilidad por el método empírico PAVIVIAL

Tabla 7.25 - Resumen de la variación de los parámetros a utilizar en el análisis de sensibilidad Método AASHTO 98

Sensibilidad de los parámetros de diseño en AASHTO 98		
Parámetro de diseño	**Rango de Variación**	**Rango de Variación del espesor de la losa de hormigón obtenido**
Módulo de ruptura	4.5 - 5.1 [MPa]	24 - 22 [cm]
Módulo de elasticidad	26,000 – 32,000 [MPa]	19 - 21 [cm]
Trafico	5 - 90 [millones]	15 - 33 [cm]
Módulo de reacción	5 - 35 [%]	22 - 20 [cm]
Clima	Seco	23
Confiabilidad	70 - 85 [%]	22 - 24 [cm]
Factor berma	1 – 0.92	23 - 21 [cm]

8 ANÁLISIS COMPARATIVO

Para realizar La comparación entre los métodos de diseño para pavimentos rígidos, y debido a que cada método tiene su enfoque en particular se realiza utilizando aquellas variables en común o que razonablemente sean equivalentes en los métodos, las cuales corresponden a Módulo de reacción de la subrasante, módulo de elasticidad del hormigón y la resistencia a la flexo-tracción.

Este análisis se elaboró de acuerdo a dos tipos de casos: con barras de traspaso y sin barras de traspaso; en ambos se consideró pavimentos con bermas de hormigón, en los cuales se efectuaron diseños que tuviesen en común criterios como los descritos a continuación:

- Longitud de la losa es de 4.5 [m]
- Tránsito correspondiente a volumen medio
- Condiciones climáticas referidos a una zona templada características al centro de Chile.
- Berma de hormigón
- Estructura de pavimento formada por la subrasante, Sub base granular y losa de hormigón
- Pavimentos con barras de traspaso y sin barras de traspaso

Comparación del CBR para el caso 1 (en losas sin barras de transferencia)

Los diseños de espesores del método AASHTO 93 se realiza a través de una planilla Excel, en la cual por medio de iteraciones y con la herramienta S*olver* de Excel se obtuvo los diferentes diseños de espesores que en mayor detalle se encuentran en el anexo 11.1. Para el método PCA los diseños de espesores se obtuvieron a través del software PCACALCULO, que en su anexo 11.3 se encuentran con mayor detalle y para el método empírico-mecanicista los diseños de espesores se obtuvieron a través de la planilla con macros PAVIVIAL que con mayor detalle se encuentra en el anexo 11.2 Esta comparación se realizó en relación el tipo de suelo Teniendo en consideración diferentes tipos de subrasante en función del espesor.

Tabla 8.1 - Resultados de la comparación de CBR en el espesor de los métodos AASHTO 93, PCA, Método empírico mecanicista caso 1

CBR [%]	Método AASHTO 93	Método PCA	Método empírico mecanicista
	Espesor [cm]		
15	23	20	20
25	22	20	19
35	22	19	19
60	21	13	18

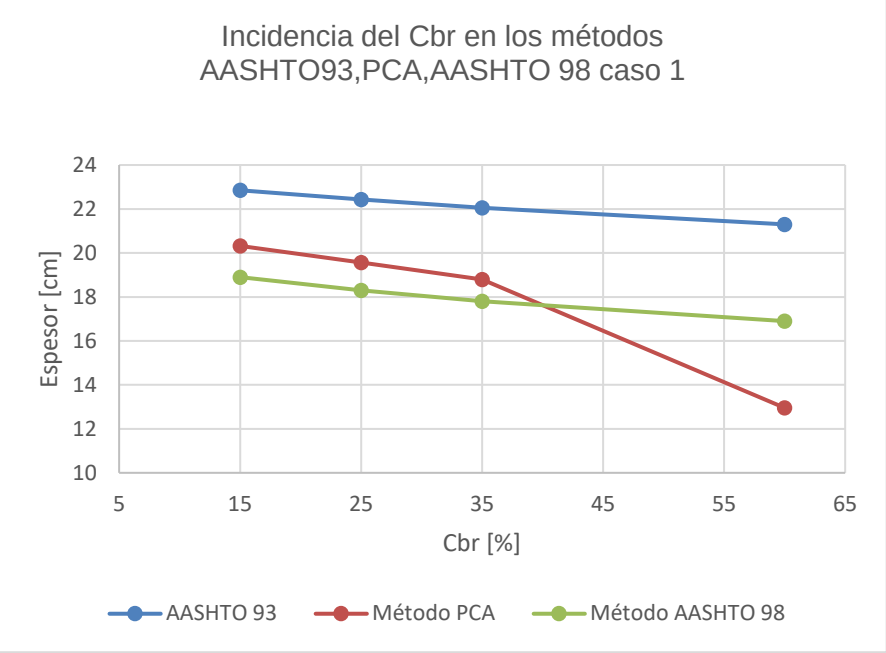


Figura 8.1 - Comparación de la influencia del CBR en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98

En la figura 8.1 se puede observar que el método AASHTO 93 presenta los mayores espesores, seguido de PCA y luego AASHTO 98. Para rangos que abarcan de 15 a 35 % de CBR los tres métodos presentan curvas similares de comportamiento, pero el método PCA para valores mayores a 35% es más sensible al módulo de reacción de la subrasante, representado por el CBR. Lo anterior expone la alta variabilidad del método PCA al caso analizado, denotando que un buen comportamiento de la capacidad de soporte, es decir a medida que se aumente, se mejora la capacidad soportante de la subrasante se requieren espesores menores. Para un mismo tipo de suelo se observan diferencias de hasta 3 cm según método empleado

Comparación del CBR para el caso 2 (en losas con barras de transferencia)

Esta comparación se realizó en relación con el CBR de la subrasante en función del espesor, que corresponde al caso 2 de la losa de pavimento con barras de transferencia.

Tabla 8.2 - Resultados de la comparación del CBR en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98 caso 2

CBR %	Método AASHTO 93	Método PCA	Método AASHTO 98
	Espesor [cm]		
5	20	19	20
15	19	18	19
25	19	16	18
35	18	15	18
60	18	13	17

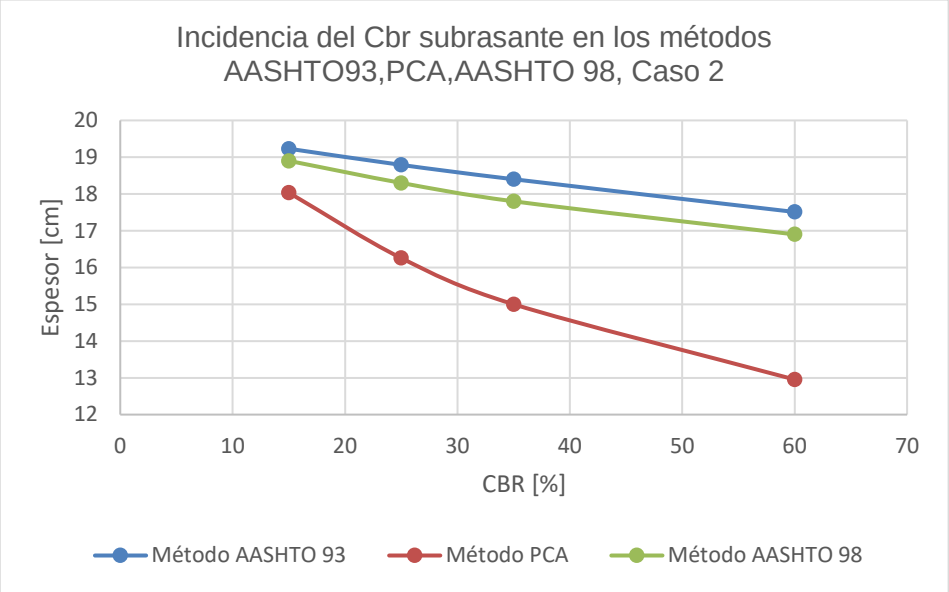


Figura 8.2 Comparación del CBR subrasante en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98 Caso 2

En el caso 2 que representa un pavimento de hormigón con barras de traspaso, el comportamiento general de las curvas indica que a medida que se mejora la capacidad soportante del suelo se requieren menores espesores. Los métodos AASHTO 93 y AASHTO 98, tienen un comportamiento similar dentro del rango comprendido entre 15% y 60%. Se obtiene una variación de 1 cm de espesor a partir de 35 % CBR, el cual se obtiene menor espesor para AASHTO 98.

Sin embargo, la notoria diferencia marcada por el método PCA para todo el rango evaluado, denota la alta dependencia del pavimento tanto a la capacidad soportante del suelo como a su traspaso de carga con barras de transferencia; de esta manera se obtiene notables disminuciones del espesor del pavimento, de hasta 5 cm de diferencia con respecto a los otros 2 métodos.

Comparación de la resistencia del hormigón para el caso 1 (en losas sin barras de transferencia)

Esta comparación se realizó en relación con el módulo de rotura en función del espesor que corresponde al caso 1 de la losa de pavimento sin barras de transferencia

Tabla 8.3 - Resultados de la comparación de la resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 1

Módulo de rotura [psi]	Módulo de rotura [MPa]	Método AASHTO 93	Método PCA	Método AASHTO 98
		Espesor[cm]		
479	3.3	28	22	27
522	3.6	26	20	25
566	3.9	25	20	23
609	4.2	24	20	21
653	4.5	23	20	20
696	4.8	22	20	18
740	5.1	22	20	17

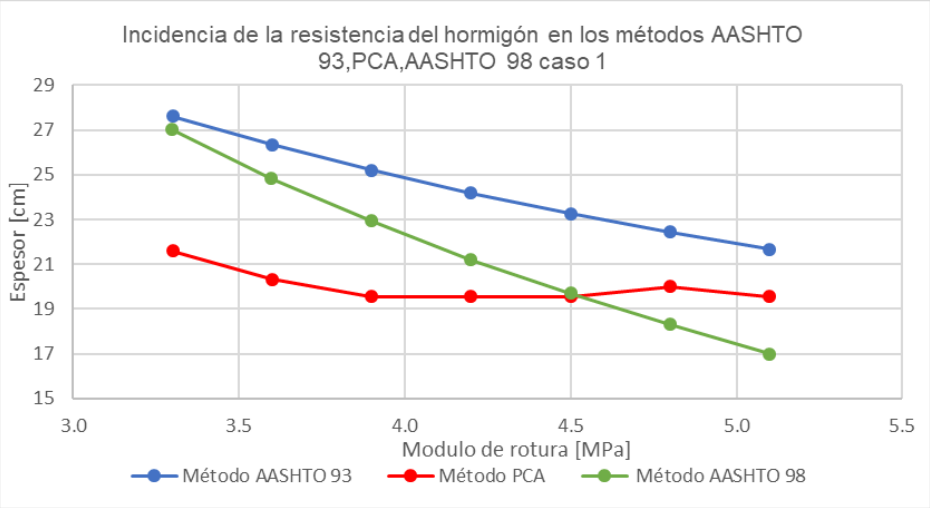


Figura 8.3 - Comparación de resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 1

En la figura 8.3 se puede observar que el método AASHTO 93 y AASHTO 98, a medida que aumenta la resistencia del hormigón se obtienen diseños con menores espesores. El método PCA desde 3.6 [MPa] representa que a medida que se aumenta la resistencia no tiene mayor variación el espesor manteniéndose constante. Cabe mencionar que el método AASHTO 98 es más sensible a la variación de la resistencia del hormigón. Obteniendo menores espesores que los otros métodos a partir de 4.5 [MPa].

Comparación de la resistencia del hormigón para el caso 2 (en losas con barras de transferencia)

Esta comparación se realizó en relación al módulo de rotura, abarcando de 3,3 a 5,1 [MPa], que corresponde a la losa de pavimento con barras de transferencia

Tabla 8.4 - Resultados de la comparación de la resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 2

Módulo de rotura [psi]	Módulo de rotura [MPa]	Método AASHTO 93	Método PCA	Método AASHTO 98
		Espesor[cm]		
479	3.3	23	22	27
522	3.6	22	20	25
566	3.9	21	19	23
609	4.2	21	18	21
653	4.5	20	17	20
696	4.8	19	16	18
740	5.1	18	16	17

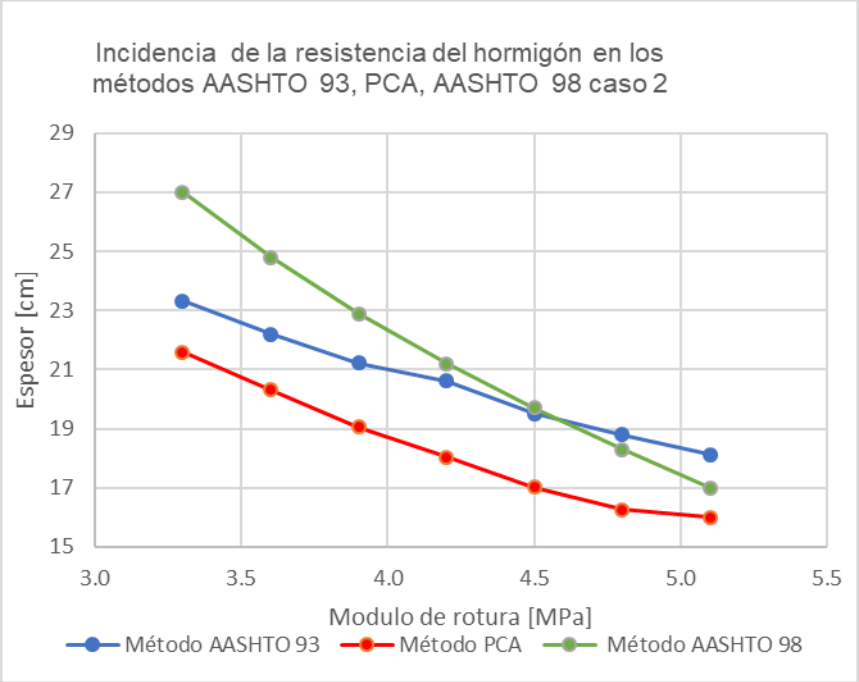


Figura 8.4 - Comparación de la resistencia del hormigón en los métodos AASHTO 93, PCA, AASHTO 98, caso 2

En la figura 8.4 se puede observar que el comportamiento de las curvas de los métodos es que a medida que se aumenta la resistencia del hormigón utilizando barras de transferencia los tres métodos disminuyen los espesores, siendo el más conservador el método AASHTO 93 seguido del AASHTO 98, y luego PCA. A partir de 4.8 el método PCA al aumentar la resistencia el espesor no varía. Se puede notar que el método AASHTO 98 es más sensible al aumentar la resistencia del hormigón.

9 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

9.1. Conclusiones

De los análisis efectuados en este trabajo de título, de sensibilidad y comparativo, se tienen las siguientes conclusiones:

Respecto al espesor de losa v/s el porcentaje de CBR de la subrasante:

- En el AASHTO 98 para volúmenes de transito de a 5 a 45 millones de ejes equivalentes respecto al CBR los resultados indicaron que a mayor calidad de subrasante se obtienen diseños con espesores menores y a medida que disminuye el CBR se obtuvieron mayores espesores. Sin embargo para tránsito entre 45 a 90 millones de ejes equivalentes los espesores obtenidos se mantuvieron constantes, esto quiere decir que, a diferentes calidades de subrasante, se obtuvo el mismo espesor. Todo esto indica que el comportamiento de las curvas tuvo una tendencia de igualar los espesores independiente mente de la calidad de la subrasante.

- Con el método AASHTO 93 para una misma carga de transito se obtuvo una diferencia de hasta 2 cm en el espesor de losas, en todo rango de 5 a 90 millones de ejes equivalentes a medida que aumentaba la calidad de la subrasante se requieren menores espesores.

- En el método PCA, para el caso de pavimentos sin barras de traspaso, el espesor disminuye desde 23 a 20 cm, a medida que aumenta el porcentaje de CBR. En cuanto a los criterios de diseño, se puede decir que para calidades de CBR de hasta un 10% el que controla es el criterio de fatiga, y para CBR entre 10 y 35% el criterio que controla es el de erosión. Para el caso de pavimentos con barras de traspaso el comportamiento es igual al caso anterior, es decir, a medida que aumenta el porcentaje de CBR disminuye el espesor, entre 3 y 4 [cm], y los comportamientos de los criterios de erosión y de fatiga tienden a ser similares.

- Para valores de CBR de la subrasante entre 15 y 35% se obtuvieron diferencias de espesor de losa hasta 3 cm, el cual, los mayores espesores se lograron con el método AASHTO 93 seguido del método PCA, mientras que con AASHTO 98 se obtuvieron los menores espesores.

- Para CBR mayores a 35%, el método PCA es más sensible ya que se obtienen menores espesores que con los otros dos métodos.

- Para el caso de pavimentos con barras de traspaso, los métodos AASHTO 93 y AASHTO 98 presentan curvas similares para CBR entre 15 y 25%, aunque con AASHTO 98 se logran menores espesores de losa. Sin embargo, con el método PCA se obtiene una curva que es muy distinta a las de los otros 2 métodos, para todo el rango de CBR, entre 15 a 60%, ya que a medida que aumenta el CBR el espesor de losa disminuye significativamente, lográndose una diferencia 5 cm de espesor de losa.

Para la sensibilidad del espesor de losa v/s el módulo de rotura

- En el método PCA para el caso de pavimentos sin barras de traspaso, ante el aumento de la resistencia del hormigón de 3.3 a 3.9 [MPa] el espesor de losa disminuye de 23 a 21 [cm], mientras que desde 3.9 hasta 5.1 [MPa] el espesor se mantuvo constante en 21 [cm], es

decir, el aumento de la resistencia del hormigón no influyó en el espesor de losa, por lo cual, el criterio de erosión controló el diseño. Para el caso de pavimentos con barras de traspaso, al aumentar la resistencia del hormigón desde 3.3 a 5.1 [MPa] el espesor de losa disminuye de 23 a 17 [cm], esto significa que el criterio de fatiga controló el diseño.

- Las curvas del método AASHTO 93 y del método AASHTO 98 son bastante similares, esto es, al aumentar la demanda de tránsito se requieren mayores espesores de losa. Y al aumentar la resistencia del hormigón se requieren menores espesores.

  Para volúmenes bajos de tránsito y resistencia de flexo-tracción entre 4.5 y 5.1 [MPa], en el método AASHTO 93 se obtuvieron espesores que variaron de 18 a 20 [cm], mientras que con el método AASHTO 98, para las mismas condiciones, se obtuvieron espesores que variaron 16 a 19 [cm].

  Para volúmenes altos de tránsito y con resistencias a la flexo-tracción del hormigón entre 4.5 a 5.1 [MPa], con en el método AASHTO 93 se obtuvieron espesores entre 29 y 31 [cm], mientras que con el método AASHTO 98 los espesores variaron entre 31 y 34 [cm]

Respecto a la sensibilidad del espesor v/s el módulo de elasticidad del hormigón

- Para volúmenes bajos y módulos de elasticidad entre 26,000 y 32,000 [Mpa], con el método AASHTO 93 se obtuvieron espesores que se mantuvieron en 19 cm de espesor, mientras que con el método AASHTO 98 los espesores tuvieron una variación de 16 a 15 [cm].

- Para volúmenes de tránsito altos y módulos de elasticidad entre 26,000 y 32,000 [Mpa], con el método AASHTO 93 se obtuvieron espesores de losa de hasta 30 cm, mientras que con el método AASHTO 98 se espesores de hasta 33 cm.

Respecto a la incidencia de la resistencia del hormigón

- Para pavimentos sin barras de traspaso, los métodos AASHTO 93 y AASHTO 98, a medida que aumenta la resistencia del hormigón se obtienen diseños con menores espesores. En el caso del método PCA, desde una resistencia de 3.6 [MPa] en adelante el espesor se mantiene constante.

- El método AASHTO 98 es más sensible a la variación de la resistencia del hormigón, ya que se obtienen menores espesores que con los otros 2 métodos, a partir de una resistencia de 4.5 [MPa]. Por otro lado, desde una resistencia de 4.8 [MPa] en adelante el método PCA el espesor de losa se mantiene constante.

- Para el caso de pavimentos con barras de traspaso los métodos AASHTO 93 y PCA disminuyen los espesores entre 3 y 4 cm, mientras que con AASHTO 98 no disminuye el espesor de losa. Entre los 3 métodos, el más conservador es AASHTO 93 y el menos es el PCA.

En cuanto al factor berma, con el método AASHTO 98, dependiendo del material de la berma, ya sea asfáltica o de hormigón, se pueden obtener disminuciones de espesores de hasta 3 cm utilizando berma de hormigón; esto se debe a que al confinar el hormigón disminuyen los esfuerzos de tracción por lo que se pueden obtener diseños con bajos espesores.

9.2. Comentarios y Recomendaciones

9.2.1. Comentarios

De los análisis efectuados en este trabajo de título, se tienen los siguientes comentarios:

- Hacer la comparación entre los métodos AASHTO 93, PCA y AASHTO 98 no es directa debido a que cada uno de ellos ocupa parámetros y variables que no son todas coincidentes, por lo cual la comparación entre éstos se tuvo que hacer con los parámetros en común y parecidos entre sí.

- Con respecto a los parámetros de diseño utilizado por cada método, se puede decir que el método PCA presenta limitantes respecto a los otros métodos, debido a que no incorpora en su metodología los efectos que impactan en el desempeño de la estructura del pavimento, como son el no considerar las condiciones climáticas que producen alabeo por humedad que producen esfuerzos internos, que sumados a los esfuerzos producidos por las cargas de tránsito podrían ser mucho mayor a los considerados solamente por las cargas de tránsito.

- En cuanto a los métodos AASHTO, la versión del 98 denominada PAVIVIAL del Manual de Carreteras, es el más confiable para el diseño de pavimentos en Chile por incluir modelaciones matemáticas desarrolladas y calibradas para las condiciones específicas del territorio nacional, además porque utilizan criterios de agrietamiento en esquina y falla por escalonamiento, mientras que el AASHTO 93 incorpora indirectamente las condiciones climáticas a través del coeficiente de drenaje.

- El método AASHTO 93 es el más utilizado por su simplicidad de parámetros, aunque es más conservador y no utiliza criterios o modelos de deterioro.

- El método AASHTO 98, PAVIVIAL, considera la geometría de las losas, es decir, se pueden diseñar losas más cortas, el cual al disminuir sus longitudes, en éstas disminuyen las tensiones de producidas por la flexión, obteniéndose espesores menores.

9.2.2. Recomendaciones

- Como recomendación general, se sugiere utilizar la metodología AASHTO 93 para el diseño de pavimentos en climas templados, y que no tengan mucha variación de temperatura, debido a que este método no toma en cuenta los efectos de alabeo por temperatura, o también denominado alabeo de construcción, mientras que para para climas que tengan variaciones de temperaturas se recomienda utilizar el método AASHTO 98, PAVIVIAL, debido a que éste sí incorpora las características del viento, por ende, incorpora el efecto de alabeo de construcción.

10 BIBLIOGRAFÍA

[1] R. Delgadillo Conferencia 92ª versión del Transportation Research Board Annual Meeting (Washington D.C.), “modernización del diseño de los pavimentos de hormigón en nuestro país” 2013

[2] M. Bustos “Experiencias en Argentina para la calibración local de la metodología de diseño empírico mecanicista, aplicada a pavimentos de hormigón” Seminario internacional de pavimentos de hormigón Universidad de San Juan 2012.

[3] “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures”. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. U.S.A, 1993.

[4] M. L. Méndez: “Algunas consideraciones sobre el parámetro Confiabilidad (R) Utilizado en el diseño de pavimentos según AASHTO 1993” Manual del ministerio de obras públicas, transporte y de vivienda y desarrollo urbano,2006.

[5] E. A. Forero “Análisis del método de diseño AASHTO 93 para pavimentos de hormigón chilenos” Universidad de Chile Memoria, 1996.

[6] M. A. Moreno Determinación de la confiabilidad implícita en el método de diseño estructural de pavimentos flexibles AASHTO 93 en base a modelos de predicción del deterioro Tesis para optar al grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería Pontificia universidad católica de chile escuela de ingeniería.

[7] Manual de carretera, Ministerio de obras públicas .2012

[8] Revista Ingeniería de la Construcción, Pontífice Universidad Católica de Chile, Escuela de ingeniera, Departamento de ingeniera pág. 53, julio- diciembre 1991.

[9] C. Cabrera Calibración del Modelo de agrietamiento para pavimentos de hormigón simple implementado en el sistema GIMPH memoria para optar al título ingeniero civil Universidad de Chile,1998

[10] G. Thenoux Z. Guía de diseño estructural de pavimentos para caminos de bajo volumen de tránsito, Dirección de Vialidad Ministerio de Obras Públicas. 2002

[11] Yang H. Huang: “Pavement Analysis and Design”, University of Kentucky Pearson Prentice Hall, 2004.

[12] Anguas, Gómez y Sesma, Mecánica de Materiales para pavimentos Publicación No. 197, 2002.

[13] Packard and Tayabji, Proceeding third international conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation Purdue university publication April 23-25,1985.

[14] Diseño de espesores para carreteras y calles Método de la Portland Cement Association 1995 documento editado por IBCH

[15] Tayabji y Colley, (1986) Pavement Engineering Principles and Practice

[16] Guia de diseño AASHTO 1993.

[17] Amanda Bordelon Mechanistic-empirical design concepts for jointed plain concrete pavements in Illinois ,2009.

[18] N. Tafur Garro “Calculo de un coeficiente de calibración para el modelo de predicción del IRI” (Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería 2014

[19] K. Riffo Cofre “Análisis de modelos de desempeño para el diseño de pavimentos rígidos en la región del Bio” tesis Universidad del Bio Bio, 2013

[20] F. Leiva Villacorta “Nueva guía de diseño mecanicista empírica para estructuras de pavimento proyecto nchrp I37A guía, 2002

[21] ARA, Inc., ERES Consultants Division Part 3 Design Analisys, Chapter 4, Design of New and Reconstructed Rigid Pavements. Guide for Mechanistic-

Empirical Design of New and Rehabilitated Pavements structures. Final report. Champaign, Illinois. 2004.

[22] M. Darter, L. Khazanovich, T. Yu, and J. Mallela Reliability Analysis of Cracking and Faulting Prediction in the New Mechanistic–Empirical Pavement Design Procedure Article in Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board January, 2005.

[23] F. Sánchez S. “Curso básico de diseño de pavimentos Ingeniero civil, 2009

[24] Mechanistic empirical-pavement design guide -Manual of Practice. American Association of State Highway and Transportation Officials Traduced: July 2008 Interim Edition,

[25] D. H. Calo ICPA Instituto del cemento portland argentino Jornadas de actualización técnica “Diseño y construcción de pavimentos de hormigón” ,2012

[26] Zapata, Claudia Elena, et al. Incorporation of environmental effects in pavement design. Road Materials and Pavement Design, 2007

[27] Osorio, Delgadillos & C. Whar Caracterización y análisis de la estadística chilena para el diseño de pavimentos empírico-mecanicista. Artículo de la Universidad de la Frontera RIOC, 2017.

[28] F. Sánchez S Módulo 3 Esfuerzos en pavimentos rígidos, presentaciones, diapositivas

[29] Poblete, M, R. Salsilli, R. Valenzuela, A. Bull, and P. Spratz. “Field Evaluation of Thermal Deformations in Undoweled PCC Pavement Slabs,” Transportation Research Record No. 1207, Washington, D.C.1988

[30] M. Becerra S. Tópicos de pavimentos de concreto Diseño, construcción y supervisión, 2012 Manual

[31] R. G Packard Thickness Design for concrete highway and street pavements, Portland Cement Association 1984, reprinted 1995

[32] Manual de Carreteras Volumen 3 Criterios y Diseños edición 2016

11 ANEXOS

Método PCA

Análisis de fatiga

Tabla 11.1 Esfuerzo equivalente para pavimentos sin apoyo lateral

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	50			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	825	679	510	726	585	456	671	542	437	634	516	428	584	486	419	523	457	414	484	443	412
4.5	699	586	439	616	500	380	571	460	359	540	435	349	498	406	339	448	378	331	417	363	328
5.0	602	516	387	531	436	328	493	399	305	467	376	293	432	349	282	390	321	272	363	307	269
5.5	526	461	347	464	387	290	431	353	266	409	331	253	379	305	240	343	278	230	320	264	226
6.0	465	416	315	411	348	261	382	316	237	362	296	223	336	271	209	304	246	198	285	232	193
6.5	417	380	289	367	317	238	341	286	214	324	267	201	300	244	186	273	220	173	256	207	168
7.0	375	349	267	331	290	219	307	262	196	292	244	183	272	222	167	246	199	154	231	186	148
7.5	340	323	247	300	268	203	279	241	181	265	224	168	246	203	153	224	181	139	210	169	132
8.0	311	300	230	274	249	189	255	223	168	242	208	156	225	188	141	205	167	126	192	155	120
8.5	285	281	215	252	232	117	234	208	158	222	193	145	206	174	131	188	154	116	177	143	109
9.0	264	264	200	232	218	166	216	195	148	205	181	136	190	163	122	174	144	108	163	133	101
9.5	245	248	187	215	205	157	200	183	140	190	170	129	176	153	115	161	134	101	151	124	93
10.0	228	235	174	200	193	148	186	173	132	177	160	122	164	144	108	150	126	95	141	117	87
10.5	213	222	163	187	183	140	174	164	125	165	151	115	153	136	103	140	119	89	132	110	82
11.0	200	211	153	175	174	132	163	155	119	154	143	110	144	129	98	131	113	85	123	104	78
11.5	188	201	142	165	165	125	153	148	113	145	136	104	135	122	93	123	107	80	116	98	74
12.0	177	192	133	155	158	119	144	141	108	137	130	100	127	116	89	116	102	77	109	93	70
12.5	168	183	123	147	151	113	136	135	103	129	124	95	120	111	85	109	97	73	103	89	67
13.0	159	176	114	139	144	107	129	129	98	122	119	91	113	106	81	103	93	70	97	85	64
13.5	152	168	105	132	138	101	122	123	93	116	114	87	107	102	78	98	89	67	92	81	61
14.0	144	162	97	125	133	96	116	118	89	110	109	83	102	98	75	93	85	65	88	78	59

Tabla 11.2 Esfuerzo equivalente para pavimentos con apoyo lateral

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																				
	50			100			150			200			300			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	640	534	431	559	468	392	517	439	377	489	422	369	452	403	362	409	388	360	383	384	359
4.5	547	461	365	479	400	328	444	372	313	421	356	305	390	338	297	355	322	292	333	316	291
5.0	475	404	317	417	349	281	387	323	266	367	308	258	341	290	250	311	274	244	294	267	242
5.5	418	360	279	368	309	246	342	285	231	324	271	223	302	254	214	276	238	208	261	231	206
6.0	372	325	249	327	277	218	304	255	204	289	241	96	270	225	187	247	210	180	234	203	178
6.5	334	295	225	294	251	196	274	230	183	260	218	175	243	203	166	223	188	159	212	180	156
7.0	302	270	204	266	230	178	248	210	165	236	198	158	220	184	149	203	170	142	192	162	138
7.5	275	250	187	243	211	162	226	193	151	215	182	143	201	168	135	185	155	127	176	148	124
8.0	252	232	172	222	196	149	207	179	138	197	168	131	185	155	123	170	142	116	162	135	112
8.5	232	216	159	205	182	138	191	166	128	182	156	121	170	144	113	157	131	106	150	125	102
9.0	215	202	147	190	171	128	177	155	119	169	146	112	158	134	105	146	122	98	139	116	94
9.5	200	190	137	176	160	120	164	146	111	157	137	105	147	126	98	136	114	91	129	108	87
10.0	186	179	127	164	151	112	153	137	104	146	129	98	137	118	91	127	107	84	121	101	81
10.5	174	170	119	154	143	105	144	130	97	137	121	92	128	111	86	119	101	79	113	95	76
11.0	164	161	111	144	135	99	135	123	92	129	115	87	120	105	81	112	95	74	106	90	71
11.5	154	153	104	136	128	93	127	117	86	121	109	82	113	100	76	105	90	70	100	85	67
12.0	145	146	97	128	122	88	120	111	82	114	104	78	107	95	72	99	86	66	95	81	63
12.5	137	139	91	121	117	83	113	106	78	108	99	74	101	91	68	94	82	63	90	77	60
13.0	130	133	85	115	112	79	107	101	74	102	95	70	96	86	65	89	78	60	85	73	57
13.5	124	124	80	109	107	75	102	97	70	97	91	67	91	83	62	85	74	57	81	70	54
14.0	118	122	75	104	103	71	97	93	67	93	87	63	87	79	59	81	71	54	77	67	51

Análisis de erosión

Tabla 11.3 Factores de erosión para pavimentos con pasa juntas y sin apoyo lateral

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			30			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.74	3.83	3.89	3.73	3.79	3.82	3.72	3.75	3.75	3.71	3.73	3.70	3.70	3.70	3.61	3.68	3.67	3.53
4.5	3.59	3.70	3.78	3.57	3.65	3.69	3.56	3.61	3.62	3.55	3.58	3.57	3.54	3.55	3.50	3.52	3.53	3.44
5.0	3.45	3.58	3.68	3.43	3.52	3.58	3.42	3.48	3.50	3.41	3.45	3.46	3.40	3.42	3.40	3.38	3.40	3.34
5.5	3.33	3.47	3.59	3.31	3.41	3.49	3.29	3.36	3.40	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.30	3.26	3.28	3.25
6.0	3.22	3.38	3.51	3.19	3.31	3.40	3.18	3.26	3.31	3.17	3.23	3.26	3.15	3.20	3.21	3.14	3.17	3.16
6.5	3.11	3.29	3.44	3.09	3.22	3.33	3.07	3.16	3.23	3.06	3.13	3.18	3.05	3.10	3.12	3.03	3.07	3.08
7.0	3.02	3.21	3.37	2.99	3.14	3.26	2.97	3.08	3.16	2.96	3.05	3.10	2.95	3.01	3.04	2.94	2.98	3.00
7.5	2.93	3.14	3.31	2.91	3.06	3.20	2.88	3.00	3.09	2.87	2.97	3.03	2.86	2.93	2.97	2.84	2.90	2.93
8.0	2.85	3.07	3.26	2.82	2.99	3.14	2.80	2.93	3.03	2.79	2.89	2.97	2.77	2.85	2.90	2.76	2.82	2.86
8.5	2.77	3.01	3.20	2.74	2.93	3.09	2.72	2.86	2.97	2.71	2.82	2.91	2.69	2.78	2.84	2.68	2.75	2.79
9.0	2.70	2.96	3.15	2.67	2.87	3.04	2.65	2.80	2.92	2.63	2.76	2.86	2.62	2.71	2.78	2.61	2.68	2.73
9.5	2.63	2.90	3.11	2.60	2.81	2.99	2.58	2.74	2.87	2.56	2.70	2.81	2.55	2.65	2.73	2.54	2.62	2.68
10.0	2.56	2.85	3.06	2.54	2.76	2.94	2.51	2.68	2.83	2.50	2.64	2.76	2.48	2.59	2.68	2.47	2.56	2.63
10.5	2.50	2.81	3.02	2.47	2.71	2.90	2.45	2.63	2.78	2.44	2.59	2.72	2.42	2.54	2.64	2.41	2.51	2.58
11.0	2.44	2.76	2.98	2.42	2.67	2.86	2.39	2.58	2.74	2.38	2.54	2.68	2.36	2.49	2.59	2.35	2.45	2.54
11.5	2.38	2.72	2.94	2.36	2.62	2.82	2.33	2.54	2.70	2.32	2.49	2.64	2.30	2.44	2.55	2.29	2.40	2.50
12.0	2.33	2.68	2.91	2.30	2.58	2.79	2.28	2.49	2.67	2.26	2.44	2.60	2.25	2.39	2.51	2.23	2.36	2.46
12.5	2.28	2.64	2.87	2.25	2.54	2.75	2.23	2.45	2.63	2.21	2.40	2.56	2.19	2.35	2.48	2.18	2.31	2.42
13.0	2.23	2.61	2.84	2.20	2.50	2.72	2.18	2.41	2.60	2.16	2.36	2.53	2.14	2.30	2.44	2.13	2.27	2.39
13.5	2.18	2.57	2.81	2.15	2.47	2.68	2.13	2.37	2.56	2.11	2.32	2.49	2.09	2.26	2.41	2.08	2.23	2.35
14.0	2.13	2.54	2.78	2.11	2.43	2.65	2.08	2.34	2.53	2.07	2.29	2.46	2.05	2.23	2.38	2.03	2.19	2.32

Tabla 11.4 Factores de erosión, para pavimentos sin pasa juntas y sin apoyo lateral

Espesor de Losa, (pulgadas)	k de la subrasante, pci																	
	50			100			200			30			500			700		
	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri	Sen	Tán	Tri
4.0	3.94	4.03	4.06	3.91	3.95	3.97	3.88	3.89	3.88	3.86	3.86	3.82	3.82	3.83	3.74	3.77	3.80	3.67
4.5	3.79	3.91	3.95	3.76	3.82	3.85	3.73	3.75	3.76	3.71	3.72	3.70	3.68	3.68	3.63	3.64	3.65	3.56
5.0	3.66	3.81	3.85	3.63	3.72	3.75	3.60	3.64	3.66	3.58	3.60	3.60	3.55	3.55	3.52	3.52	3.52	3.46
5.5	3.54	3.72	3.76	3.51	3.62	3.66	3.48	3.53	3.56	3.46	3.49	3.51	3.43	3.44	3.43	3.41	3.40	3.37
6.0	3.44	3.64	3.68	3.40	3.53	3.58	3.37	3.44	3.48	3.35	3.40	3.42	3.32	3.34	3.35	3.30	3.30	3.29
6.5	3.34	3.56	3.61	3.30	3.46	3.50	3.26	3.36	3.40	3.25	3.31	3.34	3.22	3.25	3.27	3.20	3.21	3.21
7.0	3.26	3.49	3.54	3.21	3.39	3.43	3.17	3.29	3.33	3.15	3.24	3.27	3.13	3.17	3.20	3.11	3.13	3.14
7.5	3.18	3.43	3.48	3.13	3.32	3.37	3.09	3.22	3.26	3.07	3.17	3.20	3.04	3.10	3.13	3.02	3.06	3.08
8.0	3.11	3.37	3.42	3.05	3.26	3.31	3.01	3.16	3.20	2.99	3.10	3.14	2.96	3.03	3.07	2.94	2.99	3.01
8.5	3.04	3.32	3.37	2.98	3.21	3.25	2.93	3.10	3.15	2.91	3.04	3.09	2.88	2.97	3.01	2.87	2.93	2.96
9.0	2.98	3.27	3.32	2.91	3.16	3.20	2.86	3.05	3.09	2.84	2.99	3.03	2.81	2.92	2.95	2.79	2.87	2.90
9.5	2.92	3.22	3.27	2.85	3.11	3.15	2.80	3.00	3.04	2.77	2.94	2.98	2.75	2.86	2.90	2.73	2.81	2.85
10.0	2.86	3.18	3.22	2.79	3.06	3.11	2.74	2.95	3.00	2.71	2.89	2.93	2.68	2.81	2.85	2.66	2.76	2.80
10.5	2.81	3.14	3.18	2.74	3.02	3.06	2.68	2.91	2.95	2.65	2.84	2.89	2.62	2.76	2.81	2.60	2.72	2.76
11.0	2.77	3.10	3.14	2.69	2.98	3.02	2.63	2.86	2.91	2.60	2.80	2.84	2.57	2.72	2.77	2.54	2.67	2.71
11.5	2.72	3.06	3.10	2.64	2.94	2.98	2.58	2.82	2.87	2.55	2.76	2.80	2.51	2.68	2.72	2.49	2.63	2.67
12.0	2.68	3.03	3.07	2.60	2.90	2.95	2.53	2.78	2.83	2.50	2.72	2.76	2.46	2.64	2.68	2.44	2.59	2.63
12.5	2.64	2.99	3.03	2.55	2.87	2.91	2.48	2.75	2.79	2.45	2.68	2.73	2.41	2.60	2.65	2.39	2.55	2.59
13.0	2.60	2.96	3.00	2.51	2.83	2.88	2.44	2.71	2.76	2.40	2.65	2.69	2.36	2.56	2.61	2.34	2.51	2.56
13.5	2.56	2.93	2.97	2.47	2.80	2.84	2.40	2.68	2.73	2.36	2.61	2.66	2.32	2.53	2.58	2.30	2.48	2.52
14.0	2.53	2.90	2.94	2.44	2.77	2.81	2.36	2.65	2.69	2.32	2.58	2.63	2.28	2.50	2.54	2.25	2.44	2.49

11.1. Diseño de espesores AASHTO 93 caso 1

A continuación, se presenta el resumen de un diseño obtenido empleando el método AASHTO 93. Se toma como ejemplo el diseño para el caso con barras de transferencia. Los archivos de diseño para cada caso se presentan en el anexo digital

CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

			Tt=	13586965,1
ENTRADA DE DATOS	De Servicio		alfa=	-0,24
T_t=Ejes Equivalentes acumulados.	13586965		beta=	1,54
H= Espesor de la losa Aproximado [cm].	**18,79**			
P_f = Serviciabilidad Final	2,0			
P_i = Serviciabilidad Inicial	4,5			
fm=Resistencia. Media. Flexotracción. 28 días [Mpa]	4,8			
Cd=Coeficiente de drenaje	1,125			
J=Coeficiente de Transferencia de carga	2,8			
C.B.R. De la subrasante [%]	25,0			
Ko=Módulo de reacción de la subrasante [Mpa].	84,9			
Aumento de Ko debido a subbase	1			
Kc= Módulo de reacción combinado [Mpa].	84,9			
R=Nivel de Confiabilidad [%]	75			
Zr=CoefIciente. De Student Asociado	0,674			
So=Desviación estándar Total	0,35			
E=Módulo de elasticidad de hormigón [Mpa]	29000			

11.2. Diseño de espesores AASHTO 93 caso 2

A continuación, se presenta el resumen de un diseño obtenido empleando el método AASHTO 93. Se toma como ejemplo el diseño para el caso sin barras de transferencia Los archivos de diseño para cada caso se presentan en el anexo digital

CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

			Tt=	13,586,964.9
ENTRADA DE DATOS	De Servicio		alfa=	-0.24
T_t=Ejes Equivalentes acumulados.	13586965		beta=	1.10
H= Espesor de la losa Aproximado [cm].	**22.37**			
P_f = Serviciabilidad Final	2.0			
P_i = Serviciabilidad Inicial	4.5			
fm=Resistencia. Media. Flexotracción. 28 días [Mpa]	4.8			
Cd=Coeficiente de drenaje	1.125			
J=Coeficiente de Transferencia de carga	3.8			
C.B.R. De la subrasante [%]	25.0			
Ko=Módulo de reacción de la subrasante [Mpa].	84.9			
Aumento de Ko debido a subbase	1			
Kc= Módulo de reacción combinado [Mpa].	84.9			
R=Nivel de Confiabilidad [%]	75			
Zr=Coeficiente. De Student Asociado	0.674			
So=Desviación estándar Total	0.35			
E=Módulo de elasticidad de hormigón [Mpa]	29,000			

11.3. Diseño de espesores Metodo empírico-mecanicista caso 1

A continuación se presenta un ejemplo del diseño de espesores del método empírico mecanicista de la estructura de pavimento de hormigón para el caso con barras de transferencia

REPORTE DISEÑO DE PAVIMENTOS DE HORMIGON
METODO AASHTO 98
INFORMACION GENERAL

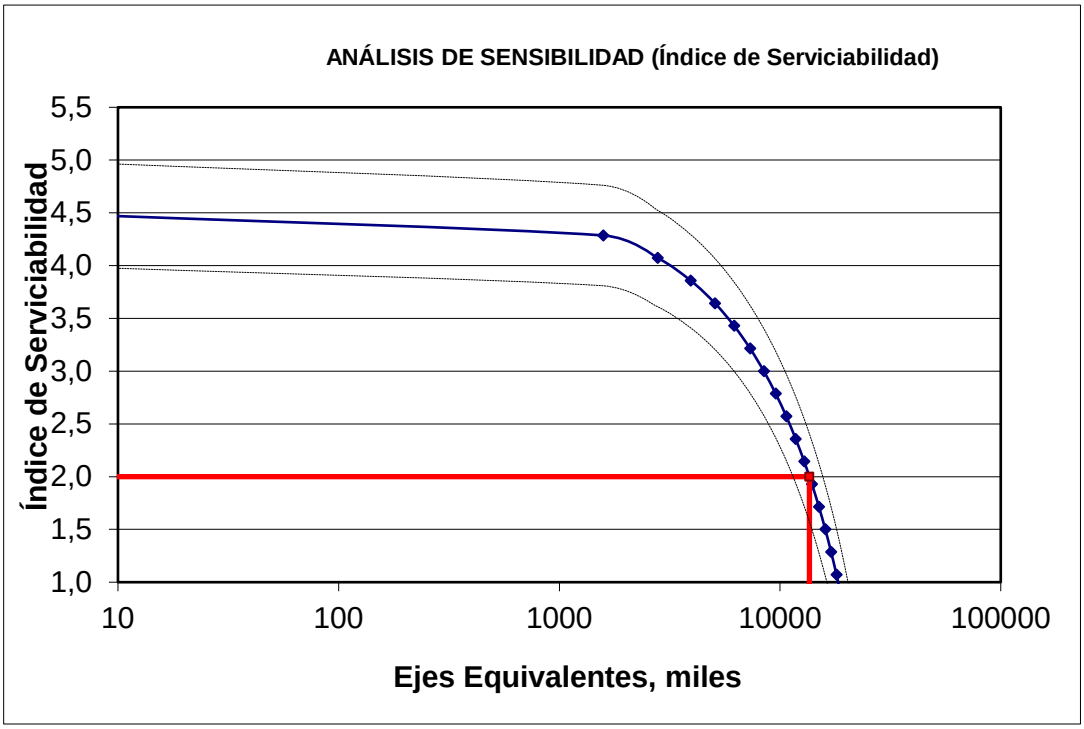
CODIGO	EJ02	**CAMINO**	EJEMPLO		
TRAMO		1	DE DM	0	0

PARAMETROS E INFORMACION DEL DISEÑO

Ejes Equivalentes de Diseño	13587	**miles**	**Velocidad Media Anual del Viento**	1,3	**Nudos**
Índice de Serviciabilidad Inicial	4,5	--	**Temperatura Media Anual del Aire**	13,5	**ºC**
Índice de Serviciabilidad Final	2	--	**Precipitación Media Anual**	649,4	**mm**
Resistencia a la Flexotracción	4,8	**MPa**	**Nº dias con Precipitación > 5 mm**	28	**dias**
Módulo Elástico del Hormigón	29000	**MPa**	**Valor k de la subrasante**	88	**MPa/m**
Razón de Poisson del Hormigón	0,15	--	**Longitud de la Losa**	4,5	**m**
Módulo Elástico de la Sub-base	150	**MPa**	**Tipo de Berma :**	Hormigón amarrada	
Espesor de Diseño de Sub-base	150	**mm**			
Factor de Fricción Sub-base/Losa	1,4	--	**Tipo de Base :**	GRANULAR	
Nivel de Confiabilidad	60	**%**	**Presencia de DREN lateral de calzada :**	SI	
Desviación Estándar Total	0,35	--	**Presencia Barras de Traspaso de Carga :**	SI	

RESULTADOS DEL DISEÑO

ESPESOR DE LOSA CALCULADO	183	**mm**	Diametro de Barras	30	**mm**
VERIFICACION POR ESCALONAMIENTO :			CUMPLE		
Escalonamiento	2,6	**mm**			
VERIFICACION POR AGRIETAMIENTO DE ESQUINAS :			NO REQUIERE		
Tensión Máxima de Esquina	--		MPa		
Tensión Máxima de Borde	--		MPa		


ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD (Índice de Serviciabilidad)
Índice de Serviciabilidad
5,5
5,0
4,5
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
10
100
1000
10000
100000
Ejes Equivalentes, miles

11.4. Diseño de espesores Metodo empírico mecanicista caso 2

A continuación se presenta un ejemplo del diseño de espesores del método empírico mecanicista de la estructura de pavimento de hormigón para el caso sin barras de transferencia

REPORTE DISEÑO DE PAVIMENTOS DE HORMIGON
METODO AASHTO 98
INFORMACION GENERAL

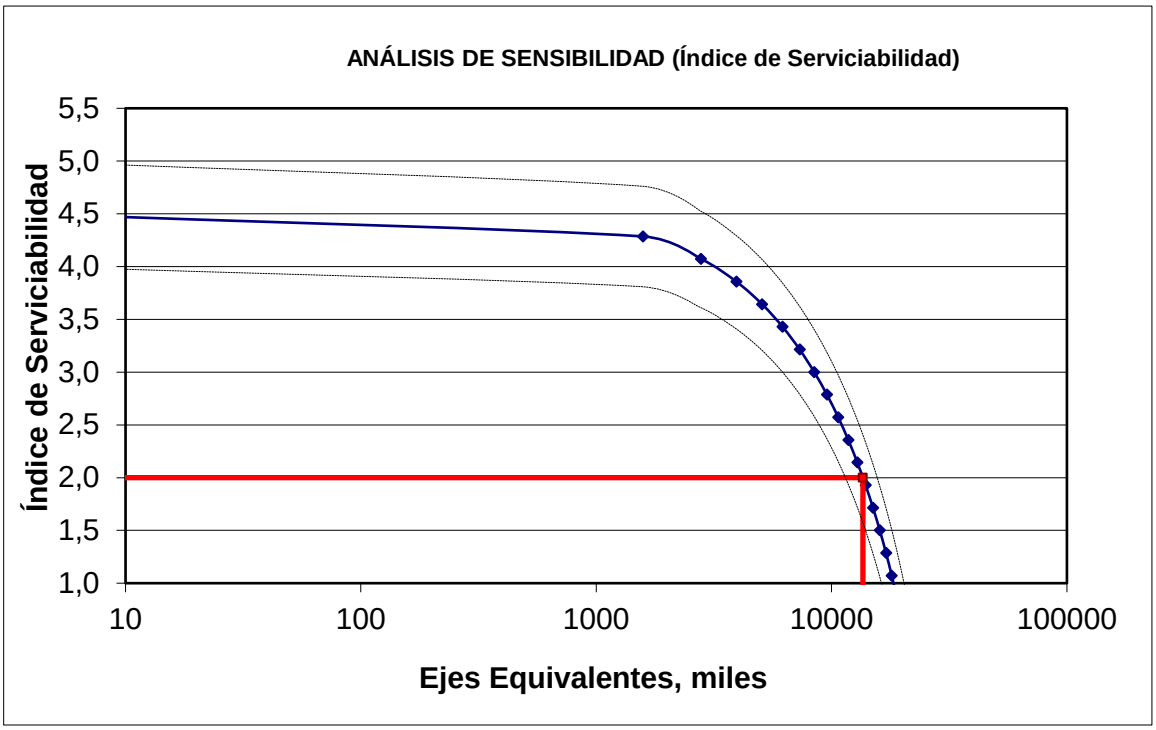
CODIGO	EJ02	**CAMINO**	EJEMPLO		
TRAMO		1	DE DM	0	0

PARAMETROS E INFORMACION DEL DISEÑO

Ejes Equivalentes de Diseño	13587	**miles**	**Velocidad Media Anual del Viento**	1,3	**Nudos**
Índice de Serviciabilidad Inicial	4,5	--	**Temperatura Media Anual del Aire**	13,5	**ºC**
Índice de Serviciabilidad Final	2	--	**Precipitación Media Anual**	649,4	**mm**
Resistencia a la Flexotracción	4,8	**MPa**	**Nº dias con Precipitación > 5 mm**	28	**dias**
Módulo Elástico del Hormigón	29000	**MPa**	**Valor k de la subrasante**	88	**MPa/m**
Razón de Poisson del Hormigón	0,15	--	**Longitud de la Losa**	4,5	**m**
Módulo Elástico de la Sub-base	150	**MPa**	**Tipo de Berma :**	Hormigón amarrada	
Espesor de Diseño de Sub-base	150	**mm**			
Factor de Fricción Sub-base/Losa	1,4	--	**Tipo de Base :**	GRANULAR	
Nivel de Confiabilidad	60	**%**	**Presencia de DREN lateral de calzada :**	SI	
Desviación Estándar Total	0,35	--	**Presencia Barras de Traspaso de Carga :**	NO	

RESULTADOS DEL DISEÑO

ESPESOR DE LOSA CALCULADO	183	**mm**	
VERIFICACION POR ESCALONAMIENTO :			CUMPLE
Escalonamiento	0,3	**mm**	
VERIFICACION POR AGRIETAMIENTO DE ESQUINAS :			CUMPLE
Tensión Máxima de Esquina	1,84	MPa	
Tensión Máxima de Borde	1,93	MPa	


ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD (Índice de Serviciabilidad)
Índice de Serviciabilidad
5,5
5,0
4,5
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
10
100
1000
10000
100000
Ejes Equivalentes, miles

11.5. Diseño de espesores Metodo PCA caso 1

A continuacion se presenta un ejemplo del diseño de espesores del método PCA de la estructura de pavimento de hormigón para el caso con barras de transferencia

PCAcálculo

DISEÑO PARA PAVIMENTO RÍGIDO METODOLOGÍA PCA-84

Nombre del Proyecto:
Descripción:

Periodo de Diseño: 25 años
Espesor de Losa: 6.40 in
Módulo de rotura (MR): 696 psi
Espesor de Subbase: 5.9 in
Base tratada con Cemento: No
CBR de subrasante: si
Módulo de reacción (K): 335.44 pci
Factor de seguridad: 1.10
Unión con Dovelas: Si
Pavimento con Bermas: Si

EJES SIMPLES:

Carga por eje Kips	Multiplicado por F.S	Expectativa de repeticiones	Análisis de fatiga Repeticiones admisibles	Análisis de fatiga porcentaje de fatiga	Análisis de erosión Repeticiones admisibles	Análisis de erosión porcentaje de erosión
30	33	6310	18745	33.66	156320	4.04
28	31	14690	55157	26.63	241417	6.08
26	29	30140	165241	18.24	393871	7.65
24	26	64410	722861	8.91	693826	9.28
22	24	106900	11724036	0.91	1373121	7.79
20	22	235800	Inf	0.00	3326922	7.09
18	20	307200	Inf	0.00	12775120	2.40
16	18	422500	Inf	0.00	2184361359	0.02
14	15	586900	Inf	0.00	Inf	0.00
12	13	1837000	Inf	0.00	Inf	0.00

EJES TÁNDEM:

Carga por eje Kips	Multiplicado por F.S	Expectativa de repeticiones	Análisis de fatiga Repeticiones admisibles	Análisis de fatiga porcentaje de fatiga	Análisis de erosión Repeticiones admisibles	Análisis de erosión porcentaje de erosión
52	57	21320	52480873	0.04	478342	4.46
48	53	42810	Inf	0.00	857703	4.99
44	48	124900	Inf	0.00	1750721	7.13
40	44	372900	Inf	0.00	4522501	8.25
36	40	885800	Inf	0.00	21224442	4.17
32	35	930700	Inf	0.00	Inf	0.00
28	31	1656000	Inf	0.00	Inf	0.00
24	26	984900	Inf	0.00	Inf	0.00
20	22	1227000	Inf	0.00	Inf	0.00
16	18	1356000	Inf	0.00	Inf	0.00

Recomendación para barras de anclaje:
Longitud de barras: 17.7 in
Separación entre centros: 27.6 in

Recomendación para pasadores:
Longitud de barras: 14.0 in
Separación entre centros: 12.0 in
Diámetro de la barra: 0.9 in

PORCENTAJE TOTAL DE FATIGA: 88.40
PORCENTAJE TOTAL DE EROSIÓN: 73.36