

Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



Verificación del Diseño de un Pavimento Flexible
existente, diseñado con AASHTO 93, por medio de
Elementos Finitos.

Por

Alberto Enrique Nash Báez

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

Profesor Guía: Tarek Saud C.

Profesor Co-Referente: René Espinoza G.

Abril, 2020.

Índice general

Índice general.....	2
Lista de figuras.....	5
Lista de Tabla.....	7
CAPITULO I.....	9
1 Introducción.....	9
1.1 Planteamiento del problema.....	9
1.2 Objetivos.....	12
1.3 Alcance de trabajo.....	13
1.4 Metodología de trabajo.....	14
CAPÍTULO II.....	15
2 Pavimentos.....	15
2.1 Pavimentos flexibles.....	15
2.1.1 Fallas en pavimentos flexibles.....	17
CAPÍTULO III.....	19
3 Métodos de diseño y verificación.....	19
3.1 Método AASHTO 93.....	19
3.1.1 Variables de entrada.....	20
3.1.1.1 Periodos de tiempo.....	20
3.1.1.2 Tránsito.....	22
3.1.1.3 Serviciabilidad.....	23
3.1.1.4 Confiabilidad R (%).....	25
3.1.1.5 Número estructural.....	27
3.1.1.6 Coeficientes estructurales.....	28
3.1.1.7 Subrasante.....	30
3.1.1.8 Drenaje.....	31
3.2 Método de Elementos Finitos.....	33
CAPITULO IV.....	35
4 Caso de estudio.....	35
4.1 Ubicación y descripción de los tramos de estudio.....	35
4.1.1 Tramo N°1.....	36
4.1.2 Tramo N°2.....	36
4.1.3 Datos técnicos de los dos tramos elegidos.....	37
4.2 Diseño original de los pavimentos de los tramos elegidos.....	37
4.2.1 Datos de entrada del diseño original.....	37
4.2.1.1 Volumen de tráfico.....	38

4.2.1.2	Índice de serviciabilidad (P).....	38
4.2.1.3	Nivel de confianza	39
4.2.1.4	Módulo resiliente.....	39
4.2.1.5	Coeficiente estructural	40
4.2.1.6	Coeficiente de drenaje.....	42
4.2.2	Espesor de las capas de los pavimentos existentes	42
4.2.2.1	Estructura existente de tramo N°1	42
4.2.2.2	Estructura existente de tramo N°2.....	43
4.3	Verificación del tráfico real.....	44
4.3.1	Aspectos generales	44
4.4	Determinación del número de ejes equivalentes	45
4.4.1	Obtención de los datos	45
CAPITULO V.....		49
5	Cálculo del número de ejes equivalentes.....	49
5.1	Análisis sobre los resultados obtenidos.....	53
5.2	Verificación y comparación del número estructural	53
CAPITULO VI.....		58
6	Análisis del diseño original mediante RS2 y posterior contrastación de resultados dinámicos con criterios de fatiga.	58
6.1	Descripción del Software RS2.....	59
6.1.1	Modelo constitutivo utilizado en el software RS2.....	60
6.2	Datos de entrada para el software RS2.....	61
6.2.1	Datos de la estructura de pavimento seleccionada	61
6.3	Análisis Estático	63
6.3.1	Caso 1: sólo una pista cargada.	64
6.3.1.1	Esfuerzo principal mayor σ_1 sobre el pavimento.....	65
6.3.1.2	Esfuerzo principal menor σ_3 sobre el pavimento	68
6.3.2	Caso 2: ambas pistas cargadas	71
6.3.2.1	Esfuerzo principal σ_1 sobre el pavimento.....	72
6.3.2.2	Esfuerzo Principal Menor σ_3 Sobre el Pavimento σ_3	74
6.3.3	Análisis Dinámico	75
6.3.3.1	Criterios de Fatiga	77
6.3.3.2	Resultados de Análisis Dinámico.....	79
6.3.3.3	Criterio de falla por ahuellamiento en la subrasante.....	83
CAPITULO VII.....		87
7	Conclusiones, comentarios y recomendaciones	87
7.1	Conclusiones.....	87

7.2	Comentarios	91
7.3	Recomendaciones.....	92
8	Bibliografía	93
9	Anexo.....	95
9.1	Censo vehicular.....	95
9.2	Deformaciones unitarias admisibles y verticales, criterios de falla.	96
9.2.1	Criterios de falla en la base de la capa asfáltica.....	96
9.2.1.1	Instituto de Asfalto	96
9.2.1.2	Finn At El	98
9.2.1.3	Shell.....	100
9.2.2	Criterios de falla en la subrasante	102
9.2.2.1	Shell.....	102
9.2.2.2	Chevron	102
9.2.2.3	Instituto de Asfalto	103
9.2.3	Número estructural de la capa Asfáltica	103

Lista de figuras

Figura 1.1 – Crecimiento del parque automotriz en la última década. Fuente: INE.....	9
Figura 1.2 – Capas de un Pavimento Flexible.....	10
Figura 1.3 – Camino de Prueba AASHO [5].	10
Figura 2.1 – Distribución de Esfuerzos [6].....	15
Figura 2.2 – Corte transversal pavimento flexible [8].....	16
Figura 2.3 – Falla Piel de Cocodrilo [10].....	17
Figura 2.4 – Falla Ahuellamiento [12].	18
Figura 2.5 – Falla Longitudinal y Transversal [10].....	18
Figura 3.1 – Periodo de Diseño y Análisis de un pavimento [18].	21
Figura 3.2 – Ilustración de la Confiabilidad en una curva de Distribución Normal [14].	26
Figura 3.3 – Equipo para Ensayo Triaxial Dinámico.....	31
Figura 4.1 – Imagen satelital camino interurbano Ruta Ch – 68 [25].....	35
Figura 4.2 – Ruta 68 Kilómetro 19,60 a 24,44. Fuente: Google Earth.....	36
Figura 4.3 – Ruta 68 Kilómetro 73,562 a 77,560. Fuente: Google Earth.....	36
Figura 4.4 – Estructura de pavimento existente de tramo N°1, Elaboración: Propia.	43
Figura 4.5 – Estructura de pavimento existente de tramo N°2, Elaboración: Propia.	44
Figura 5.1 – Proyección de ejes equivalentes Tramo: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado, Fuente: Propia.	50
Figura 5.2 – Proyección de ejes equivalentes Tramo N°2: Casablanca, Fuente: Propia	50
Figura 5.3 – Número Estructural calculado con tránsito real estimado, Fuente: Propia	55
Figura 6.1 – Modelo de una sección de pavimento, utilizando una malla de elementos triangulares y nodos, Fuente: Propia.....	59
Figura 6.2 – Isocontornos del esfuerzo principal σ y su trayectoria, experimentado en el pavimento, Fuente: Propia.	60
Figura 6.3 – Curva de tensión – deformación, elasto – plástico perfecto.	60
Figura 6.4 – Estructura del pavimento del tramo Casablanca, Fuente: Sociedad Rutas del Pacífico, Vías Chile, de Abertis Autopistas Chile Ltda.....	62
Figura 6.5 – Eje Tándem.	63
Figura 6.6 – Longitud Eje y Dimensión Ruedas, Fuente: Propia	63
Figura 6.7 – Distribución de carga de una pista cargada, Fuente: Autocad y RS2.	64
Figura 6.8 – Esfuerzo Principal y trayectorias σ_1 en una vía cargada: Fuente: RS2.....	65
Figura 6.9 – Esfuerzo Principal σ_1 con una vía cargada, Fuente: RS2.	65
Figura 6.10 – Esfuerzo principal σ_1 experimentado en la fibra superior de cada capa, una sola vía cargada, Fuente: Propia	66
Figura 6.11 – Esfuerzo principal σ_1 , experimentado en la fibra superior de Base Granular y Subrasante, una sola vía cargada, Fuente: Propia	66
Figura 6.12 – Esfuerzo Principal σ_3 con una vía cargada, Fuente: RS2	68
Figura 6.13 – Esfuerzo principal σ_3 , bajo cada conjunto de neumáticos, una sola vía cargada, Fuente: Propia.....	69
Figura 6.14 – Esfuerzo principal σ_3 , experimentado en la fibra superior de cada capa, una sola vía cargada,.....	69
Figura 6.15 – Distribución de carga de ambas pistas cargadas, Fuente: Autocad y RS2.	72
Figura 6.16 – Esfuerzo Principal σ_1 , Fuente: Propia	72
Figura 6.17 – Esfuerzo principal σ_1 bajo par de ruedas, en función de la profundidad, Fuente: Propia.....	73
Figura 6.18 – Esfuerzo Principal σ_3 , Fuente: Propia	74

Figura 6.19 – Esfuerzo principal menor σ_3 con ambas pistas cargadas, bajo el par de neumáticos seleccionado Fuente: Propia.....	74
Figura 6.20 – Simulación en el software RS2 de la repetición de un eje equivalente sobre la sección de pavimento, una pista cargada, Fuente: Propia	76
Figura 6.21 – Deformación unitaria horizontal bajo el par de ruedas más desfavorable, análisis dinámico, Fuente: Propia.....	79
Figura 6.22 – Deformación unitaria vertical bajo el par de ruedas izquierdo, análisis dinámico. Fuente: Propia.....	83
Figura 9.1 – Temperatura media anual del aire 6°C vs EE (millones), en función de Mr, Fuente: Manual de Carreteras Volumen 8 ,2019.....	103
Figura 9.2 – Temperatura media anual del aire 14°C vs EE (millones), en función de Mr, Fuente: Manual de Carreteras Volumen 8 ,2019.....	104
Figura 9.3 – Temperatura media anual del aire 19°C vs EE (millones), en función de Mr, Fuente: Manual de Carreteras Volumen 8 ,2019.....	104

Lista de Tabla

Tabla 3.1 – Periodo de Diseño y Análisis	21
Tabla 3.2 – Calificación según condición del pavimento.....	24
Tabla 3.3 – Índice de Serviciabilidad.	24
Tabla 3.4 – Nivel de Confianza y Valor del So.....	26
Tabla 3.5 – Espesores mínimos de las capas Estructurales.....	27
Tabla 3.6 – Cálculo de TMAPA.....	28
Tabla 3.7 – Coeficientes estructurales recomendados para las capas de pavimento.	30
Tabla 3.8 – Calidad de Drenaje, Bases y Subbases.....	32
Tabla 3.9 – Coeficientes de Drenaje (mi).....	33
Tabla 4.1 – Tabla Resumen Ubicación.....	37
Tabla 4.2 – Volumen de tráfico considerado en cada tramo del caso estudio	38
Tabla 4.3 – Índices de serviciabilidad inicial y final adoptado en cada tramo	38
Tabla 4.4 – Valores de Confiabilidad y So adoptado en cada tramo.	39
Tabla 4.5 – Niveles de Confianza adoptado para cada tramo.	39
Tabla 4.6 – Módulo Resilientes adoptado para cada tramo.....	40
Tabla 4.7 – Coeficientes estructurales de las capas de pavimento.	41
Tabla 4.8 – Coeficientes Estructurales adoptados en cada tramo.....	41
Tabla 4.9 – Coeficientes de Drenaje.....	42
Tabla 4.10 – Coeficientes de drenaje adoptado en cada tramo.....	42
Tabla 4.11 – Espesores de pavimento Tramo N°1	43
Tabla 4.12 – Espesores de pavimento de tramo N°2.....	44
Tabla 4.13 – Censo vehicular, 2015 – 2019, tramo: Acceso Oriente y Poniente de Túnel Lo Prado.....	47
Tabla 4.14 – Censo Vehicular, 2015 – 2019, tramo: Casablanca.....	48
Tabla 5.1 – Ejes Equivalentes año 2015 al 2019, tramo: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado.....	49
Tabla 5.2 – Ejes Equivalente año 2015 al 2019, tramo: Casablanca.....	49
Tabla 5.3 – Ejes Equivalentes año 2000 al 2019, Tramo N°1: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado.....	51
Tabla 5.4 – Ejes Equivalentes año 2000 al 2019, Tramo N°2: Casablanca.....	52
Tabla 5.5 – Número de ejes equivalentes corregido.....	52
Tabla 5.6 – Número de ejes equivalentes, diseño original y extrapolado	53
Tabla 5.7 – Parámetros requeridos por la metodología AASHTO 93.	54
Tabla 5.8 – Número estructural calculado y recalculado de cada tramo.....	54
Tabla 5.9 – Parámetros requeridos por la metodología AASHTO 93, con el volumen de tránsito real estimado.....	55
Tabla 5.10 – Número estructural calculado con el número de ejes equivalentes real, en cada tramo.	56
Tabla 5.11 – Número estructural para el Tramo N°1 y Tramo N°2	56
Tabla 6.1 – Espesores y características de cada capa.....	62
Tabla 6.2 – Parámetros físicos y mecánicos de cada capa.	62
Tabla 6.3 – Deformación unitaria horizontal en tracción de la última fibra de cada capa asfáltica, Finn et AL.....	80
Tabla 6.4 – Deformación unitaria horizontal en tracción en la última fibra de cada capa asfáltica, Shell.	80
Tabla 6.5 – Deformación unitaria horizontal en tensión de la base de cada capa asfáltica, Instituto del Asfalto.	81
Tabla 6.6 – Resumen de deformaciones unitarias horizontales	81

Tabla 6.7 – Deformación unitaria vertical en compresión, análisis dinámico, Chevron	84
Tabla 6.8 – Deformación unitaria vertical en compresión, análisis dinámico, Shell	85
Tabla 6.9 – Deformación unitaria vertical en compresión, análisis dinámico, Instituto de Asfalto....	85
Tabla 6.10 – Resumen de deformaciones unitarias verticales.....	85
Tabla 9.1 – Censo vehicular, plazas de peaje, Axioma – Ingenieros Consultores.....	95
Tabla 9.2 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico superior, Instituto de Asfalto	96
Tabla 9.3 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Instituto de Asfalto.	96
Tabla 9.4 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Instituto de Asfalto.....	97
Tabla 9.5 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Finn At El	98
Tabla 9.6 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Finn At El.	98
Tabla 9.7 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Finn At El.	99
Tabla 9.8 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Shell.	100
Tabla 9.9 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Shell.....	100
Tabla 9.10 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Shell.	101
Tabla 9.11 – Cálculo de deformaciones unitarias verticales admisibles, Subrasante, Shell.	102
Tabla 9.12 – Cálculo de deformaciones unitarias verticales admisibles, Subrasante, Chevron	102
Tabla 9.13 – Cálculo de deformaciones unitarias verticales admisibles, Subrasante, Instituto de Asfalto	103

CAPITULO I

1 Introducción

1.1 Planteamiento del problema

En las últimas décadas Chile, por su acelerado desarrollo económico, ha experimentado un importante aumento del parque automotriz con una mayor incidencia en los vehículos de alto tonelaje. Según cifras oficiales del Instituto Nacional de Estadística (INE), el año 2017 el parque de vehículos motorizados en el país alcanzó a 5,0 millones, como se presenta en la Figura 1.1.

Las proyecciones revelaron un aumento de 5,2 millones de vehículos para finales del 2019, lo que implicó que la tasa de crecimiento vehicular sea cercana a un 5% anual. Según la Asociación Nacional Automotriz de Chile (ANAC), tal incremento es mayor a lo esperado y permite inferir que en el diseño de los pavimentos de carreteras chilenas existe la posibilidad de que se haya considerado una cantidad de ejes equivalentes menor al que existe hoy en día, puesto que el mejoramiento de una carretera crea tráfico inducido, muy difícil de determinar, lo que lleva a plantear el siguiente cuestionamiento: **¿Las estructuras de los pavimentos flexibles ya construidos y en servicio son capaces de absorber este notable incremento en el volumen de tráfico?**

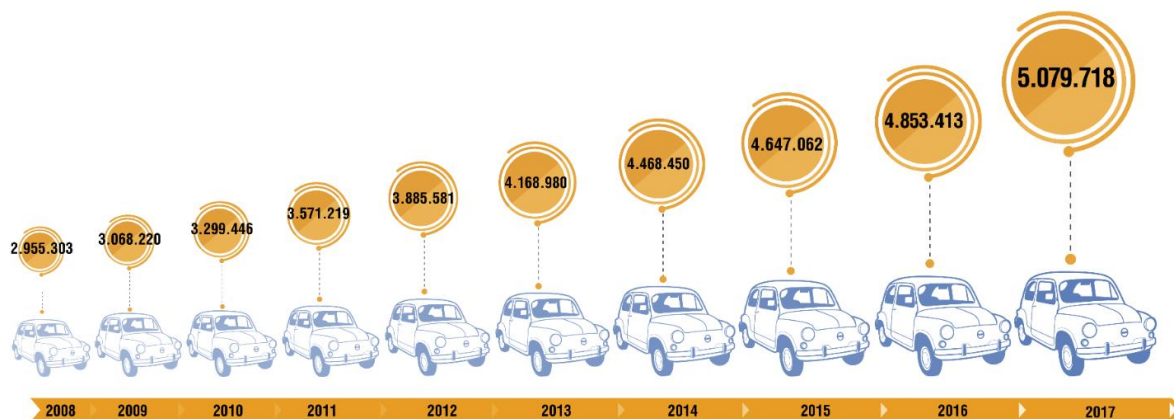


Figura 1.1 – Crecimiento del parque automotriz en la última década. Fuente: INE

La pregunta anterior se plantea ya que, en Chile, cerca del 90% de los pavimentos son flexibles [1], principalmente, por el buen desempeño de éstos en carreteras con altos volúmenes de tráfico [2]. Este tipo de pavimento presenta, normalmente, un bajo costo de construcción inicial y una excelente sensación de confort para los usuarios a bordo de un vehículo [3].

Es por eso que se considera que la subestimación de las proyecciones del volumen de tráfico vehicular pudo haber llevado a un sub-dimensionamiento de los pavimentos ya construidos y en servicio dando paso al desarrollo de fallas producidas por el envejecimiento prematuro causado por el exceso de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos.

Una de las carreteras más transitadas del sistema vial nacional y que, probablemente, se vea afectada por el aumento de volumen vehicular es la Ruta Ch 68 que conecta a la región de Valparaíso con la región Metropolitana. En esta vía se ha registrado en septiembre de 2012 un volumen de tráfico de 2,4 millones de vehículos y para el mismo mes del año 2018 se alcanzó un volumen de 3,2 millones de vehículos lo que da un 35% de incremento [4].

En la ingeniería de pavimentos moderna los pavimentos flexibles deben ser diseñados de tal manera que los esfuerzos inducidos por el tránsito no generen esfuerzos ni deformaciones inadmisibles en las diferentes capas de un pavimento y que dichas capas sean capaces de distribuir y transmitir estas cargas a la subrasante sin desarrollar mecanismos de falla. En estos pavimentos los esfuerzos y deformaciones se producen en cada una de las capas que lo componen, siendo éstas: la capa de concreto asfáltico, la base (natural o mejorada) y/o la subbase (ambas son capas granulares), y la subrasante, tal como se presenta en la Figura 1.2. La calidad de los materiales que constituyen las capas inferiores es menor que la de las superiores. Es importante que la capa de concreto asfáltico sea la de mayor calidad puesto que ésta está en contacto directo con el tránsito vehicular y con el medio ambiente.



Figura 1.2 – Capas de un Pavimento Flexible.

A lo largo de la historia se han diseñado caminos y pistas de prueba para el desarrollo de la ingeniería de pavimentos, entre otras, la más importantes es la creada por la AASHO en 1958 en Illinois, Estados Unidos que, hasta la fecha se conoce como AASHO ROAD TEST. Este experimento fue realizado con la finalidad de estudiar el comportamiento estructural de pavimentos flexibles y su respuesta a la acción de cargas vehiculares y de esta forma identificar los factores que contribuyen al deterioro y degradación del pavimento en las carreteras [5].

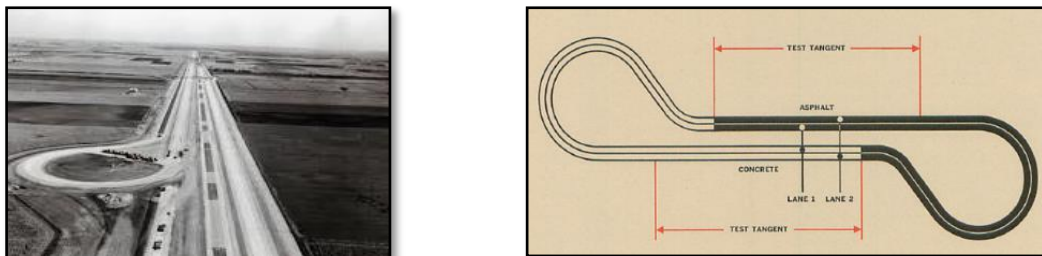


Figura 1.3 – Camino de Prueba AASHO [5].

La información obtenida en este ensayo de la AASHO fue de gran importancia para el desarrollo de nuevos métodos de diseño de pavimentos flexibles y, posteriormente, rígidos que se utilizan hasta hoy en día. En la actualidad el método más utilizado y recomendado en el Manual de Carreteras del MOP en Chile para el diseño de pavimento flexibles es el AASHTO 93, originado en la AASHO ROAD TEST.

Este método es un método empírico que no permite determinar ni esfuerzos ni deformaciones en las capas estructurales del pavimento diseñado ya que se basa en el análisis del comportamiento estructural utilizando correlaciones empíricas de propiedades y espesores, que el método AASHTO expresa en una ecuación. Esta ecuación se obtuvo por regresión utilizando los resultados y mediciones de varios ciclos de carga en la pista de prueba de la AASHO ROAD TEST y refleja la capacidad estructural del pavimento para soportar las solicitaciones inducidas por la repetición de cargas originadas por el tráfico vehicular. Esta ecuación permite, además, estimar los espesores de las diferentes capas del pavimento utilizando, de forma indirecta, el principio de superposición de efectos.

Por las limitaciones del método AASHTO 93, en los últimos años se han venido desarrollando sistemas de diseño mecanicistas que permiten determinar no solo los espesores de las diferentes capas sino también los esfuerzos a los que estas capas están sometidas. Estos métodos, sin embargo, exigen un banco de datos sobre propiedades e información meteorológica que los países como el nuestro no tienen disponible. Además, los costos de adquisición de las respectivas licencias hacen de estos programas tan avanzados algo todavía muy difícil de obtener para los ingenieros nacionales. Por este motivo se sigue trabajando con el método tradicional de la AASHTO 93. En este trabajo de título, una de las metas planteadas es la de determinar si un diseño tradicional realizado para una carretera en servicio cumple con las exigencias del método de diseño y con la estimación de los esfuerzos inducidos por el tráfico vehicular de la vía determinado no en base a proyecciones sino mediante el conteo vehicular realizado en los puestos de control de la ruta a ser utilizada como ejemplo. Por las necesidades del alcance de trabajo de esta memoria de título que exige la determinación de los esfuerzos inducidos en el pavimento se recurrirá a un programa, el RS2 que si bien no fue diseñado para el estudio de pavimentos, permite estimar los esfuerzos en las capas estructurales de forma muy aproximada utilizando además, una ley constitutiva para los materiales muy cercana a la realidad, es decir, un comportamiento elasto-plástico que permite modelar tanto las capas de suelos, materiales granulares y el concreto asfáltico.

1.2 Objetivos

General

Verificación y comparación del diseño original de un pavimento flexible con un diseño realizado utilizando el tráfico real, y determinación de su comportamiento estructural, estimación de esfuerzos y deformaciones, de los siguientes tramos de la Ruta Ch-68 actualmente en servicio

- Tramo 1: Acceso Oriente y Poniente al Túnel Lo Prado entre los kilómetros 19,6 y 24,44.
- Tramo 2: Camino Casablanca entre los kilómetros 73,00 y 77,56.

Específicos

- Verificación del diseño estructural de cada tramo seleccionado considerando el diseño original utilizando la información bajo las condiciones actuales de volumen vehicular mediante la metodología AASHTO 93.
- Determinación de las diferencias, identificación de las causas de las mismas considerando el método tradicional AASHTO 93, e identificación de las condiciones de subdimensionamiento o sobredimensionamiento de los espesores de cada pavimento.
- Estimación de los esfuerzos y deformaciones de las diferentes capas del diseño considerado en el tramo elegido, utilizando el método de los elementos finitos, recurriendo al programa RS2
- Utilizando los datos obtenidos mediante el método de los elementos finitos y la información proporcionada por la empresa que realiza los controles de calidad para el concesionario aplicar diferentes criterios de falla de la capa asfáltica y de la subrasante para determinar las condiciones probables de servicio de los pavimentos estudiados

1.3 Alcance de trabajo

- Análisis de los diseños de los siguientes tramos
 - Tramo 1: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado entre los kilómetros 19.6 y 24.44.
 - Tramo 2: Camino Lo Vásquez entre los kilómetros 73,00 y 77,56.

Cabe mencionar que ambos tramos de pavimento son estructuralmente diferentes en cuanto a los espesores de sus capas. La descripción más detallada se expone en el punto 4.1.

- Diseño de los paquetes estructurales de los dos tramos considerados bajo las condiciones actuales de tráfico vehicular
- Verificación del diseño original y propuesta del diseño actualizado por el método empírico AASHTO 93 utilizando para el diseño actualizado el tráfico real de cada tramo.
- Determinación de las probables causas de las diferencias (si éstas existieran) entre los diseños originales y los diseños actualizados
- Verificación del comportamiento estructural del diseño en condiciones originales mediante análisis con el método de los elementos finitos y la aplicación de criterios de falla para la capa asfáltica y la subrasante
- Conclusiones y comentarios

1.4 Metodología de trabajo

En este Trabajo de Título se compararán y verificarán dos tramos de la Ruta Ch – 68, diseñada con la metodología AASHTO 93; en una primera parte se realizará una verificación del diseño utilizando la última versión del AASHTO 93, comparando el diseño en condiciones originales versus condiciones actuales del volumen de tránsito.

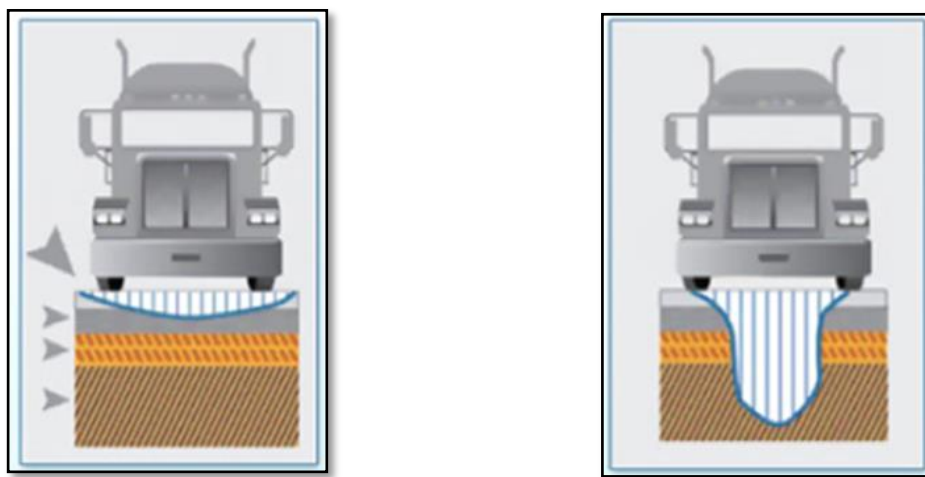
Posteriormente se realizará una verificación a través del software RS2, con el objetivo de analizar el comportamiento estructural de estos pavimentos y así determinar las bondades y deficiencias de la metodología AASHTO 93. Además, se podrá saber si el método subdimensionó o sobredimensionó estos pavimentos para las condiciones actuales de tráfico; si no es posible obtener la información del tráfico actual se adoptará algún criterio para estimar la proyección en la actualidad en esos tramos. El plan de trabajo será el siguiente:

1. Revisión de la literatura sobre pavimentos flexibles, la aplicación del método de los elementos finitos a la verificación de esfuerzos en estructuras geotécnicas y sobre el método AASHTO 93
2. Selección y obtención de datos de dos tramos de la Ruta Ch – 68:
 - Tramo 1: Acceso Oriente a Túnel Lo Prado, Kilometro 19,600 al 24,440
 - Tramo 2: Camino Casablanca, Kilometro 73,000 al 77560.
3. Descripción de los diseños originales de los diseños de los pavimentos de los dos tramos seleccionados
4. Verificación de los datos de los diseños originales en relación a los datos reales obtenidos de los conteos vehiculares
5. Verificación de los diseños originales con los diseños actualizados partiendo de que en ambos se utilizó el método AASHTO 93 para determinar las capas de cada caso.
6. Diseño de los pavimentos de cada tramo con los datos actuales siguiendo los lineamientos del diseño original
7. Estimación de los esfuerzos y deformaciones del diseño original de los pavimentos de los dos tramos mediante el método de los elementos finitos (RS2)
8. Determinación del comportamiento de los pavimentos aplicando criterios de falla para la capa asfáltica y para la subrasante.
9. Conclusiones y Comentarios

CAPÍTULO II

2 Pavimentos

Tradicionalmente los pavimentos se han dividido en dos tipos principales: los pavimentos flexibles y los pavimentos rígidos. Esta división se da por la forma en que distribuyen los esfuerzos inducidos por el tráfico vehicular desde la capa de rodadura hasta la subrasante. Considerando la diferencia en la rigidez de un concreto asfáltico y un concreto hidráulico (ver Figura 2.1) esta distribución de esfuerzos es totalmente distinta ya que, en el caso del pavimento rígido, el concreto hidráulico absorbe casi todos los esfuerzos y pavimento flexible o asfáltico distribuye los esfuerzos hacia abajo (Figura 2.1).



a) Pavimento Rígido (Hormigón)

b) Pavimento Flexible (Asfalto)

Figura 2.1 – Distribución de Esfuerzos [6].

2.1 Pavimentos flexibles

Se define como pavimento flexible a aquel pavimento cuya capa de rodadura está constituida por una mezcla asfáltica, generalmente producida en una usina y en caliente. Dicha capa, al ser menos rígida que la capa de un pavimento rígido, se deforma y los esfuerzos se transmiten a las capas inferiores alcanzando, incluso, a la subrasante, ver Figura 2.1.

El uso de pavimentos flexibles en carreteras y autopista de altos volúmenes de tráfico se ha hecho muy común a nivel nacional e internacional por su buen desempeño bajo las sollicitaciones que generan los vehículos. Este tipo de pavimento tiene, además un menor costo de construcción inicial y da una muy buena sensación de comodidad a los usuarios a bordo de los vehículos [7] [8]. Sin embargo, se debe recalcar que este tipo de pavimento requiere de un programa de mantención mucho más intenso que un pavimento rígido.

La principal característica de los pavimentos flexibles debe ser la capacidad de sus componentes de desarrollar una transmisión idónea de las cargas inducidas por los vehículos. Las capas que componen el paquete estructural de un pavimento flexible y hacen posible esta transmisión de las cargas son: la carpeta asfáltica (capa de rodadura), la capa base, la subbase y la subrasante (suelo de fundación). La capa base y la subbase son, generalmente, de material granular producido en una planta de trituración y dosificación y la subrasante puede ser natural o mejorada.

El Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) propone una simple definición para estas capas:

- **Base**

La capa base se construye sobre la subbase y sobre ella se construye la capa asfáltica y se define como la capa de agregados pétreos compactados, bien gradados y producto de un proceso de producción mecanizado de trituración y selección, que puede incorporar o no, un agente estabilizador (por ejemplo capa base estabilizada con cemento asfáltico, base negra) [9].

- **Subbase**

Se define a la subbase de un pavimento a la capa de agregados pétreos convenientemente gradados y compactados que cumplen con las especificaciones técnicas generales y especiales del proyecto, colocada sobre la subrasante preparada. Su función es proporcionar a la base un soporte uniforme y constituir una adecuada plataforma de trabajo para la colocación y posterior compactación de la base [9].

- **Subrasante**

La función de la subrasante es la de un suelo de fundación que soporta las cargas de tránsito que transmite el pavimento a través de las capas superiores hasta llegar esta capa. Cabe destacar que cuanto mayor sea la calidad de la subrasante menor será el espesor de las demás capas del pavimento, lo que implica un ahorro en los costos de construcción sin reducir la calidad de éste [9].

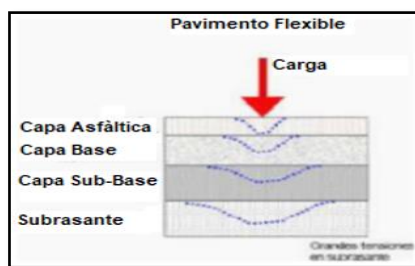


Figura 2.2 – Corte transversal pavimento flexible [8]

2.1.1 Fallas en pavimentos flexibles

Los pavimentos flexibles, normalmente, no presentan una falla o colapso repentino, porque, por su flexibilidad lo hacen en forma gradual y progresiva. La continua acción de las solicitaciones inducidas por el tránsito vehicular y la acción del clima, especialmente de la irradiación ultravioleta tienen un efecto que se manifiesta directamente en la superficie del pavimento (envejecimiento o fatiga) [10].

En el caso de los pavimentos flexibles, se entiende por falla o deterioro a toda manifestación de un desempeño poco satisfactorio de éste que afecte la calidad de circulación del usuario [10].

Una práctica usual para identificar los signos de deterioro de un pavimento flexible es a través de un reconocimiento visual que debe ser realizado, idealmente, una vez al año con el fin verificar el tipo, severidad y magnitud de los signos que impliquen una probable falla [8].

A continuación, se definen las fallas más frecuentes producto del tránsito vehicular en los pavimentos flexibles.

- **Piel de cocodrilo**

Es una falla típica de los pavimentos flexibles, producida por concentraciones de esfuerzos inducidas por la acción del tráfico vehicular. Generalmente, se observan fisuras interconectadas entre sí, generando, en la superficie del pavimento, pequeños polígonos de ángulos agudos como se presenta en la Figura 2.3, de ahí el nombre piel de cocodrilo. Este fenómeno o deterioro se inicia principalmente en la parte inferior de la capa asfáltica, lugar donde los valores de los esfuerzos y deformaciones son más altos, ubicado principalmente bajo la zona de carga de la rueda [11].

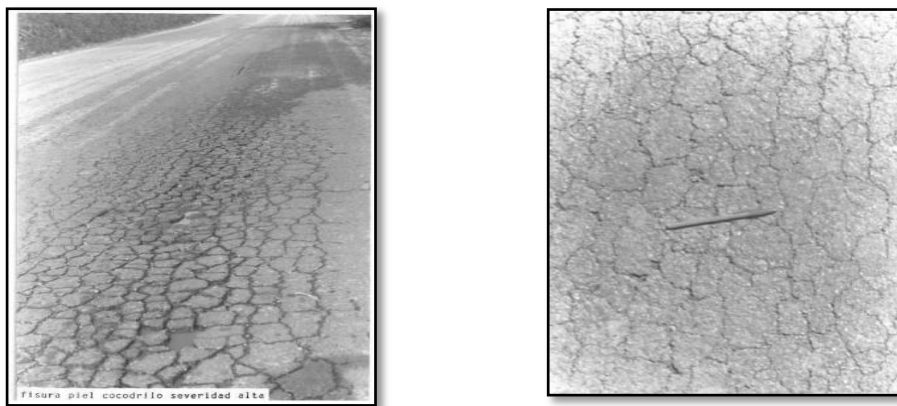


Figura 2.3 – Falla Piel de Cocodrilo [10].

- **Ahuellamiento**

El ahuellamiento es una depresión que se manifiesta en la superficie de los pavimentos asfálticos por diferentes causas. Una de ellas, es la reiterada aplicación de carga inducida por el tránsito vehicular. Ésta consiste en la acumulación de deformaciones permanentes producidas en las capas de todo el paquete estructural, creando una depresión bajo la huella de la rueda como se presenta en la Figura 2.4. Con frecuencia el ahuellamiento se encuentra acompañado por una elevación del pavimento paralela a la circulación de la rueda formada por la acumulación de concreto asfáltico inducida por las deformaciones [12].

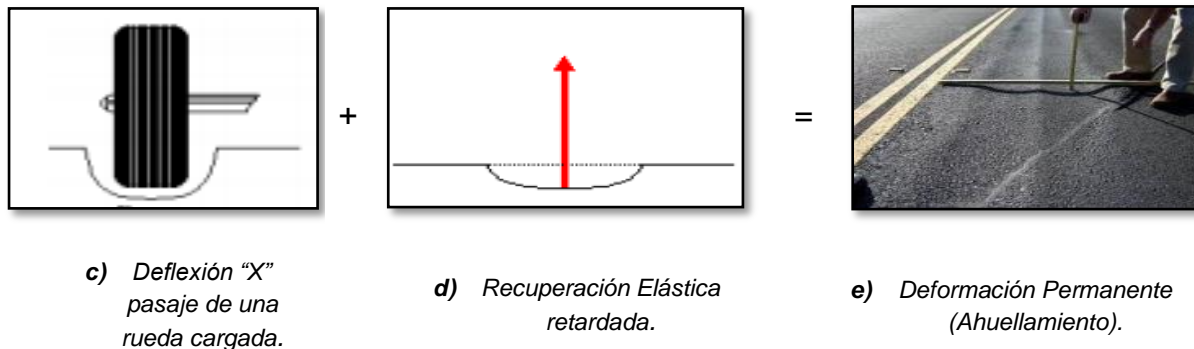


Figura 2.4 – Falla Ahuellamiento [12].

- **Fisuras longitudinales y transversales**

Corresponde a una fractura de la carpeta asfáltica que se extiende sobre la superficie del pavimento paralela o transversalmente al eje de la calzada. La localización de estas fisuras puede ser un buen indicativo de la causa que la generó, ya que aquellas que se ubiquen en zonas sometidas a cargas inducidas por el tránsito, puede dar luces de existencia de concentraciones de esfuerzos y deformaciones que superan la resistencia del material de la o de las capas que componen la estructura del pavimento. En instancias iniciales estas fallas suelen presentarse como una fisura simple, pero a medida que avanza el deterioro del pavimento, estas podrían desarrollar ramificaciones haciéndolo intransitable [10] [13].



- *Falla Longitudinal*

- *Falla Transversal*

Figura 2.5 – Falla Longitudinal y Transversal [10].

CAPÍTULO III

3 Métodos de diseño y verificación

3.1 Método AASHTO 93.

El método de diseño de pavimentos flexibles AASHTO 93 corresponde a una actualización y mejora del método original AASHTO 72 que se desarrolló sobre la base de los resultados obtenidos en el tramo experimental de la AASHTO ROAD TEST, modelo a escala natural construido en los años 50 en Illinois, Estados Unidos de Norteamérica. Esta nueva versión del método incorpora otros parámetros de diseño como la variabilidad y la confiabilidad [14] y da origen al programa DARWIN 3.1 muy utilizado en trabajos de diseño de pavimentos nuevos y refuerzo de pavimentos degradados. A partir de este programa, el Instituto del Cemento y Hormigón de Bolivia crea el sistema DIPAV que permite lo mismo que el DARWIN, pero en castellano.

Por su simplicidad y flexibilidad y, en parte por tradición, el Método AASHTO 93 se sigue utilizando en Chile y en otros países latinoamericanos en el diseño de pavimentos flexibles y rígidos. Cabe recalcar que este método es un método empírico basado en ecuaciones obtenidas a partir de los resultados obtenidos en la prueba experimental de la AASHO y que no permite determinar ni esfuerzos ni deformaciones en las capas estructurales de un pavimento [16].

La versión del método de 1993, utilizada y recomendada por el Manual de Carreteras del MOP actualmente en Chile, calcula los espesores de las diferentes capas de un pavimento flexible (subbase, base y carpeta asfáltica) relacionando el número de ejes equivalentes (EE) con el número estructural de cada capa, considerando, además, el nivel de confianza, las condiciones de drenaje, el módulo resiliente de la subrasante y la Serviciabilidad del pavimento [15].

Las ecuaciones básicas de este método son las siguientes:

$$EE = (NE + 25,4)^{9,36} * 10^{(-16,40+ZR \times S0)} * M_R^{2,32} * \left[\frac{(p_i - p_f)}{(p_f - 1,5)} \right]^{1/\beta} \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

$$\beta = 0,40 + \left[\frac{97,81}{NE+25,4} \right]^{5,19} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

Donde:

EE : Ejes equivalentes de 80 KN acumulados durante la vida de diseño.

NE : Número estructural (mm).

NE (mm) = $a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot h_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot h_3 \cdot m_3$.

a_1, h_1 : Coeficiente estructural y espesor (mm) de cada una de las capas asfálticas o tratadas que componen el pavimento. Los subíndices 2 y 3 representan las capas granulares no tratadas.

m_1, m_2 : Coeficiente de drenaje de las capas no tratadas (bases y subbases granulares).

Z_r : Coeficiente estadístico que depende del nivel de confianza que se adopte.

S_0 : Desviación estándar del error combinado de todas las variables que intervienen en el modelo.

M_R : Módulo resiliente del suelo de la subrasante (MPa).

p_i, p_f : Índice de serviciabilidad inicial y final respectivamente.

3.1.1 Variables de entrada

Para la aplicación de este procedimiento de diseño se deben considerar diferentes variables de entrada, las cuales se describen y detallan a continuación:

3.1.1.1 Periodos de tiempo

En el diseño de pavimentos se consideran dos periodos que cubren la vida útil de pavimento, estos son:

- **Periodo de Diseño**

Se define como Período de Diseño al tiempo que ha transcurrido desde la puesta en operación del pavimento hasta cuando éste requiere una rehabilitación, es decir cuando el pavimento alcanza su nivel de Serviciabilidad mínimo (pt). [9]

- **Periodos de Análisis**

Y se define como Período de Análisis a aquel periodo de tiempo que debe durar un pavimento. Este tiempo debe ser cubierto mediante diferentes trabajos rutinarios de mantenimiento, llegando en caso extremo a la rehabilitación del pavimento denominado también mantenimiento periódica. Para aquel caso en el que el pavimento no requiera de una rehabilitación el periodo de análisis es igual al periodo de diseño. [17]

Según el Manual de Diseño de Pavimentos AASHTO 93, los periodos de diseño y de análisis recomendados son:

Tabla 3.1 – Periodo de Diseño y Análisis

Tipo de factibilidad vial	Periodo de diseño (años)	Periodo de análisis (años)
Urbana de alto volumen	15 – 20 (30)	30 – 50
Interurbana de alto volumen	15 – 20 (30)	20 – 50
Interurbana de bajo volumen	5 – 12	15 – 25

Fuente: Guide for Design of Pavement Structure [11].

Cabe recalcar que esta recomendación está sustentada por la experiencia americana y, en nuestro país, debe ser considerada solamente como referencial.

En la Figura 3.1 se puede apreciar el concepto del periodo de diseño y de análisis a través de la curva de serviciabilidad del pavimento, la cual decrece desde un nivel de serviciabilidad inicial (P_o) hasta un nivel de serviciabilidad mínimo (P_f), situación que una vez alcanzada hace necesaria una primera rehabilitación del pavimento, este período debería corresponder al definido anteriormente como periodo de diseño.

Una vez realizada la primera rehabilitación se observa que curva la de serviciabilidad experimenta un segundo decrecimiento en el cual se alcanza nuevamente la serviciabilidad mínima (P_f), punto en que el pavimento requiere una nueva mantención que, si no se ejecuta, hace que la serviciabilidad del pavimento decaiga aún más, como se presenta en la línea segmentada de la Figura 3.1, alcanzando una condición de deterioro que lo haría intransitable.

Por otra parte, se observa que, en el ejemplo de la Figura 3.1, para satisfacer el periodo de análisis y garantizar el ciclo de vida del pavimento, son necesarias dos rehabilitaciones además de la primera como se presenta en la Figura 3.1:

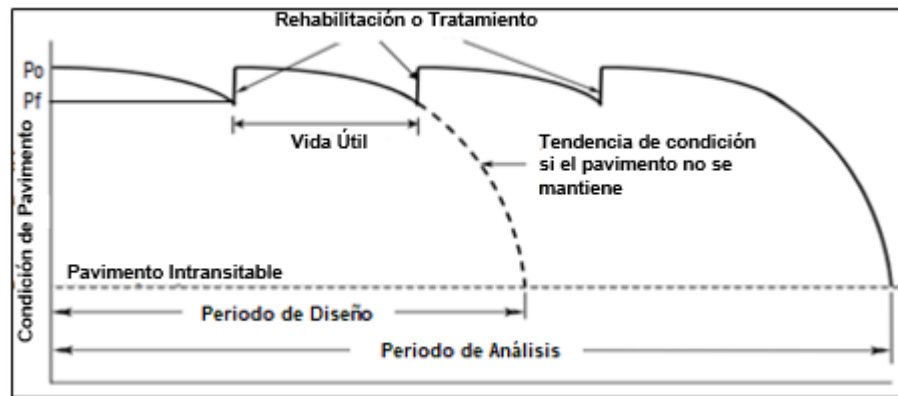


Figura 3.1 – Periodo de Diseño y Análisis de un pavimento [18].

3.1.1.2 Tránsito

El tránsito es el dato de entrada más significativo en el diseño de pavimentos flexibles, razón por la cual, es muy importante contar con una información detallada y completa para poder llevar a cabo un buen diseño. Para esto es necesario e imprescindible conocer el TMDA (Tránsito medio Diario Anual) para el año de inicio de los servicios del pavimento además de la tasa de crecimiento del volumen vehicular que permita hacer una proyección del crecimiento del volumen de tráfico para el periodo de análisis del proyecto.

Para la determinación del volumen de tráfico se debe contar con un censo (origen – destino) del tipo de vehículos que circulan por la ruta a ser pavimentada, la magnitud de las cargas y la configuración de los ejes de los vehículos que transitan por ella.

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que estos soporten un determinado número de ejes equivalente en su vida útil.

El tránsito está compuesto por diferentes tipos de vehículos, los que están asociados a diversos pesos y configuraciones de ejes que producen diferentes esfuerzos y deformaciones en el pavimento, lo cual origina la falla en este. Para tener en cuenta los distintos tipos de pesos y ejes de los vehículos, el método AASHTO 93 propone transfórmalos a un número de ejes equivalentes (ejes simples con un par de neumáticos a cada lado) de 80 kN o ESALs (Equivalent Single Axle Loads), de tal manera de que el efecto dañino de cualquier eje pueda ser representado por un número de repeticiones del eje equivalente [19].

Para esto la AASHTO incorpora el Factor Equivalente de Carga (LEF), por sus siglas en inglés. La conversión se hace a través de los factores de equivalencia de carga, que transforman una carga determinada (ejes tándem, o trídem) al número de repeticiones de un eje equivalente de 80 kN (ESALs). Entonces el LEF es un factor numérico que entrega la relación entre el número de ejes simple de 80 kN necesarios para producir una determinada pérdida de serviciabilidad y el número de cierto tipo de eje de un determinado peso “X” (eje tándem de 180 kN y trídem de 250 kN) para producir la misma pérdida de serviciabilidad [19].

La expresión que representa esta relación es la Ecuación 3.3:

$$LEF = \frac{\text{N}^\circ \text{ de ejes de 80 [kN] que causan una terminada pérdida de serviciabilidad}}{\text{N}^\circ \text{ de ejes de X peso (kN) que causan la misma pérdida de serviciabilidad}} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Por otra parte, el *factor camión*, (FC) por sus siglas en inglés, expresa el deterioro causado por un vehículo pesado sobre el pavimento, en función del eje equivalente de 80 kN. El *factor camión* representa el número de pasadas de un determinado camión en función del deterioro que produce el eje equivalente. De esta forma, a modo de ejemplo, un *factor camión* igual a 2.0 indica el daño producido por dicho vehículo equivalente a dos pasadas de un eje equivalente simple [20].

Es importante caracterizar el *factor camión* ya que interpreta los efectos progresivos del incremento de la magnitud las cargas pesadas en las vías inducidas por el desarrollo económico e industrial del país y la actualización del parque automotriz que se traduce normalmente en vehículos de mayor capacidad y tamaño.

El LEF da una manera de expresar los niveles equivalentes de daño entre ejes, pero también es conveniente expresar el daño en términos del deterioro producido por un vehículo en particular, es

decir los daños producidos por cada eje de un vehículo son sumados para determinar el daño producido por el vehículo total. Así nace el concepto de *factor camión* que se define como el número de ESALs por vehículo. Este factor de camión puede ser computado para cada clasificación general de camiones o para todos los vehículos comerciales como un promedio para una configuración de tránsito dada. Es más exacto considerar factores de camión para cada clasificación general de camiones.

El *factor camión* se puede calcular como la sumatoria de los *factores de ejes equivalente* (LEF) de cada eje de un vehículo, con la Ecuación 3.4:

$$FC = \sum LEF_i \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

donde

FC : Factor Camión.

LEF : Factor Equivalente de Carga (sigla en inglés).

Cabe recalcar que el *factor camión* también puede ser calculado como un promedio para una configuración dada de tránsito, pero es más exacto considerar factores de camión para cada clase de camión [19].

3.1.1.3 Serviciabilidad

La metodología AASHTO utiliza el índice de *serviciabilidad presente* (PSI) por su sigla en inglés, para representar el grado de deterioro de un pavimento. Este parámetro fue definido mediante apreciaciones subjetivas realizadas por un comité de usuarios en la prueba AASHTO, midiendo la irregularidad superficial, el agrietamiento y el ahuellamiento en los pavimentos flexibles [21]. En esta prueba se introdujo valores para clasificar el grado de deterioro del pavimento, 0 para pavimentos intransitables y 5 para pavimentos perfectos.

En la Tabla 3.2 se presentan los valores de PSI y calificación según la condición del pavimento:

Tabla 3.2 – Calificación según condición del pavimento.

Índice de Serviciabilidad Presente (PSI)	Calificación	Descripción
5 – 4	Muy Buena	Solo pavimentos nuevos o casi nuevos y que además cumplan con ser lo suficientemente lisos y libres de deterioros. En muchos casos se trata de pavimentos con menos de un año de uso.
4 – 3	Buena	Los pavimentos de esta categoría, si bien no son tan lisos como la descripción anterior, dan una calidad de rodado de primera clase y presentan pocos signos visibles de deterioro superficial. La superficie puede estar comenzando a evidenciar daños superficiales menores, como grietas y desconches menores.
3 – 2	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 agrietamiento y algunos indicios de ahuellamiento.
2 – 1	Pobre	Estos pavimentos han llegado a un nivel de deterioro tal que afectan la velocidad del flujo vehicular. Los daños cubren más del 50% de la superficie.
1 – 0	Muy Pobre	Pavimentos extremadamente deteriorados. Solo se puede circular a baja velocidad. Existen grandes baches y grietas. El daño presente es superior al 75% de la superficie.

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [11].

La ecuación de diseño para pavimentos flexibles, Ecuación 3.1, establece un estado inicial de serviciabilidad (P_o), del pavimento inmediatamente después de haber sido puesto en servicio y un nivel de serviciabilidad (P_f), considerado como final o inconveniente para transitar.

En la Tabla 3.3 se presentan los valores que se recomiendan para estos parámetros:

Tabla 3.3 – Índice de Serviciabilidad.

Índice de Serviciabilidad Inicial (P_o),	4,2
Índice de Serviciabilidad Final (P_f),	2,0

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

Actualmente el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI) puede estimarse en función de la rugosidad y las fallas más habituales en los pavimentos flexibles, como lo es la piel de cocodrilo y el ahuellamiento.

La expresión que evalúa el índice de serviciabilidad presente la Ecuación 3.5:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \log (1 + SV) - 1,38 (RD)^2 - 0,01(C + P)^{0,5} \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

donde

SV : Rugosidad en sentido Longitudinal
RD : Profundidad media de ahuellamiento. Mide la rugosidad transversal
P : Área de Parche
C : Piel de cocodrilo

Por otra parte, cabe mencionar que el nivel de serviciabilidad inicial (p_i) no es independiente de la vida de diseño del pavimento, varias investigaciones han demostrado que pavimentos con un buen (p_i) logran vidas útiles más prolongadas que pavimentos con serviciabilidad iniciales más bajas, en el supuesto que están en las mismas condiciones [15]

3.1.1.4 Confiabilidad R (%)

La confiabilidad en el diseño AASHTO 93 representa la probabilidad de que un pavimento flexible se comporte satisfactoriamente durante su vida útil o periodo de diseño, soportando las condiciones de tránsito vehicular y medio ambientales supuestas para de dicho periodo.

La confiabilidad también puede ser definida como la probabilidad de que el número de repeticiones de cargas que un pavimento pueda resistir hasta alcanzar un determinado nivel de serviciabilidad final (p_f), no sea superado por el número de cargas que está experimentado el pavimento.

De acuerdo lo establecido por la AASHTO, el valor de confiabilidad que se debe tomar está en función del grado de importancia de la vía, como:

- Autopistas
- Troncales
- Colectoras
- Pasajes, Locales y de Servicio

La confiabilidad R (%) de un pavimento puede también definirse matemáticamente en términos de los ESALs como lo expresa la Ecuación 3.6:

$$R (\%) = 100 * \text{Prob} (N_t \geq N_T) \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

donde

N_T : Número de cargas (ESALs) reales que llevarán al pavimento a una serviciabilidad final (P_f),
 N_t : Número de cargas (ESALs) previstas para el periodo de diseño del pavimento.

En la Figura 3.2, el área color blanco representa la probabilidad de éxito del diseño, es decir, que $N_t \geq N_T$ cuando la serviciabilidad (p) es mayor a la serviciabilidad final (p_f). Esta probabilidad se define como la confiabilidad R (%) presente en el proceso de diseño – comportamiento, expresada en la Ecuación 3.6. Se puede deducir que, si el número de cargas ESALs previstas es menor que el número de cargas reales, la vida útil del pavimento se acortará.

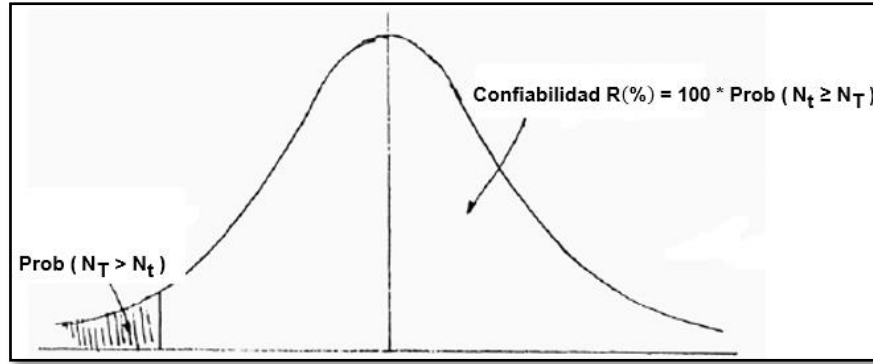


Figura 3.2 – Ilustración de la Confiabilidad en una curva de Distribución Normal [14].

Por otro lado, en Chile el Manual de Carretera de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP) 2019 propone los siguientes valores de confiabilidad detallados en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4 – Nivel de Confianza y Valor del So.

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

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

donde

Z_R : Valor asociado al nivel de confianza de la distribución normal (Desviación Estándar Normal).

S_o : Desviación normal del error combinado.

Cabe recalcar que el factor estadístico (Z_R) depende solo del nivel de confianza que se adopte para el diseño.

Y, por otra parte, el valor asociado a la desviación normal del error combinado (S_o) representa la variación de todos los parámetros que intervienen en el comportamiento del pavimento como: error en la predicción del tránsito asociado a la vida de diseño, factor de confiabilidad (F_r) y el error en la predicción de comportamiento estructura. En los estudios realizados por la AASHTO se concluyó que un valor recomendado es 0,49 para pavimentos flexibles.

3.1.1.5 Número estructural

La metodología AASHTO 93 para el diseño de pavimentos flexibles emplea una ecuación (ecuación 3.1) a través de la cual obtiene el parámetro denominado número estructural (NE) el que es fundamental para la determinación de los espesores de las capas que conforman el pavimento [22].

De la ecuación anteriormente mencionada se obtiene el valor del número estructural para, posteriormente, determinar un conjunto de capas cuyos espesores igualen o superen al número estructural calculado. Dicho número estructural, el que está expresado en función de las variables como; el tránsito proyectado para el periodo de análisis, la confiabilidad y el índice de serviciabilidad entre otras [22].

La ecuación que determina el espesor de las capas de pavimento y que debe igualar o superar al valor del número estructural calculado de con la Ecuación 3.7 es la siguiente:

$$NE \text{ (mm)} = a_1 \cdot h_1 + a_2 \cdot h_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot h_3 \cdot m_3 \quad \text{(Ecuación 3.7)}$$

donde

a_i : Coeficientes Estructurales de las diferentes capas

h_i : Espesores de cada capa en [mm].

m_i : Coeficientes de drenaje de las capas no ligadas

Es importante mencionar que el número estructural no tiene una solución única, puesto que pueden existir muchas combinaciones de espesores capaces de satisfacer este número, sin embargo, en la norma vigente existe una serie de recomendaciones que deben considerarse a la hora de definir los espesores de las capas, debido a que **una mala estructuración puede originar esfuerzos y deformaciones superiores a las que son capaces de soportar la subrasante, las capas granulares o la mezcla asfáltica, por lo que la distribución del número estructural no debe hacerse de forma arbitraria** [15].

Tabla 3.5 – Espesores mínimos de las capas Estructurales.

Tipo	Espesor mínimo (mm)
Capa Asfáltica Única	50
Más de una capa Asfáltica	40
Capa Granular	150

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

De acuerdo a la Ecuación 3.7, se observan dos factores, a_1 y h_1 , que corresponden al coeficiente estructural y al espesor respectivamente de la capa asfáltica, valores asignados a una fracción del número estructural total del pavimento, (NE_{ast}). El número estructural de la capa asfáltica se calcula según la TMAPA (*temperatura media anual ponderada del aire*) en la localidad donde se emplazará la obra, el tránsito proyectado para el periodo de análisis y el módulo resiliente (M_r) de la subrasante del pavimento.

La TMAPA puede ser evaluada a partir de las *temperaturas medias mensuales del aire* de la zona (TMMA), para ello se deben tener antecedentes meteorológicos de la estación más cercana a la obra. La TMMA debe ser representada por el valor correspondiente a una estadística de no menos de 10 años. Con estos datos, se obtiene una Tabla 3.6, en la que, para la TMMA de cada uno de los 12 meses del año, se determina un factor de ponderación (w_i), mediante la Ecuación 3.8:

$$TMMA (C^\circ) = 20,348 + 17,5683 \cdot \log (w_i) \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

donde

TMMA (C°) : Temperatura media mensual del aire.

w_i : Factor de ponderación

Tabla 3.6 – Cálculo de TMAPA.

Mes	TMMA	w_i
Enero	28	2,73
Febrero	26	2,1
Marzo	22	1,24
Abril	19	0,84
Mayo	16	0,57
Junio	8	0,2
Julio	8	0,2
Agosto	6	0,15
Septiembre	12	0,33
Octubre	12	0,33
Noviembre	19	0,84
Diciembre	22	1,24
	Promedio w_i	0,8975
	TMAPA (C°)	19,5

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

3.1.1.6 Coeficientes estructurales

Se define como coeficiente estructural (a_i) a la relación entre el número estructural (NE) y al espesor (h_i) de las capas del pavimento. Estos coeficientes representan la capacidad estructural del pavimento a las sollicitaciones generadas por el tráfico vehicular y son, a su tiempo, una función de las propiedades del material utilizado [9], principalmente, de su módulo de elasticidad (E). Este último parámetro se estima mediante los ensayos indicados en la norma AASHTO T 294 – 92 para las capas granulares (base y subbase) y la norma ASTM 4123 o ASTM C 469 para las capas de concreto asfáltico.

Es importante mencionar que, para determinar el valor del módulo de deformación se requiere, normalmente, equipos sofisticados que las oficinas de diseño no siempre tienen. Por esta razón, en la práctica, se usan procedimientos indirectos para estimar el coeficiente estructural de los materiales en función de los siguientes parámetros:

- El módulo de deformación y la estabilidad Marshall (EM) para las capas asfálticas y,
- En el caso de las bases y subbases se usan relaciones empíricas utilizando el valor de la Relación de Soporte California (CBR) y el módulo de deformación (resiliente).

Sobre dicha base se tienen las siguientes relaciones matemáticas para los coeficientes estructurales [15]:

- Coeficiente estructural de la **mezcla asfáltica** (a_1)

$$a_1 = 0,0052 \cdot E^{0,555} ; \text{ con E en MPa} \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

$$a_1 = 0,0078 \cdot EM^{0,441} ; \text{ EM : Estabilidad Marshal (N)} \quad (\text{Ecuación 3.10})$$

- Coeficiente estructural de **bases granulares** (a_2)

$$a_2 = 0,032 \cdot (\text{CBR})^{0,32} ; \text{ para } 80 \% < \text{CBR} < 100 \% \quad (\text{Ecuación 3.11})$$

- Coeficiente estructural de **subbases granulares** (a_3)

$$a_3 = 0,058 \cdot (\text{CBR})^{0,19} ; \text{ para } 30 \% < \text{CBR} < 40 \% \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

El Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP) del año 2019 presenta en la tabla 3.604.107A los valores recomendados de los coeficientes estructurales para condiciones normales de diseño y especificaciones de construcción habituales obtenidos de la experiencia nacional, tal como se muestra en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7 – Coeficientes estructurales recomendados para las capas de pavimento.

Capa	Características	a_i
Subbase granular	CBR = [30% - 40%]	0,12
Base granular	CBR = [80% - 100%]	0,13
Base asfáltica graduación gruesa	6000 N – 8000 N	0,33
Base asfáltica graduación abierta		0,28
Grava - emulsión		0,30
Concreto asfáltico, capa intermedia	8000 N	0,41
Concreto asfáltico de superficie	9000 N	0,43
Mezclas drenantes		0,32
Microaglomerado discontinuo en caliente		0,40
Mezcla SMA (Stone Mastic Asphalt)		0,43

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

3.1.1.7 Subrasante

El suelo que constituye la subrasante es el material que sirve de apoyo a las capas superiores del pavimento y resiste las cargas del tránsito transmitidas por ellas desde la superficie de la capa de rodadura, en otras palabras, es el suelo de fundación del pavimento.

La subrasante se caracteriza por sus propiedades físicas y mecánicas, las que definen su comportamiento esfuerzo – deformación y determinan el desempeño final del pavimento. La propiedad más significativa de esta capa estructural del pavimento es el *módulo resiliente*, el cual se determina aproximadamente mediante ensayos triaxiales dinámicos siguiendo las directrices de la norma AASHTO T 294 – 92, que fija la metodología de los ensayos para determinar la magnitud de este parámetro de los suelos de subrasante. Este ensayo intenta reproducir de la forma más aproximada posible a la realidad el comportamiento del suelo sometido a las cargas repetitivas de las ruedas [11]. Una de las características de este ensayo es que los resultados que entrega son sensibles al estado de esfuerzos al que se encuentra sometido el suelo y, además, de otros factores como el contenido de agua o humedad y el espesor de la capa estructural para la que se está realizando el ensayo [15]. Bajo estas condiciones es muy importante acotar que la ejecución de estos ensayos se debe realizar con personal altamente calificado y con una experiencia amplia en trabajo de laboratorio, especialmente en la preparación de las muestras (probetas) para este ensayo.



Figura 3.3 – Equipo para Ensayo Triaxial Dinámico.

En nuestro país no todas las oficinas de diseño de pavimentos tienen el equipo necesario para llevar a cabo ensayos para determinar el Módulo Resiliente de los materiales, lo que ha llevado, en la práctica, a estimar la magnitud de este parámetro utilizando las correlaciones propuestas por el Transport and Road Research Laboratory (TRRL) en 1987, que permiten estimar el valor del Módulo Resiliente con los resultados del ensayo de CBR (Ver Norma Chilena N°1852 de 1981). Dichas expresiones matemáticas de correlación son las siguientes [15]:

$$M_R(\text{MPa}) = 17,6 (\text{CBR})^{0,64} \text{ para } \text{CBR} < 12 \% \quad (\text{Ecuación 3.13})$$

$$M_R(\text{MPa}) = 22,1 (\text{CBR})^{0,55} \text{ para } 12 \% \leq \text{CBR} < 80 \% \quad (\text{Ecuación 3.14})$$

3.1.1.8 Drenaje

El proceso mediante el cual el agua de infiltración superficial o agua de filtración subterránea es removida de los suelos y rocas por medio agentes naturales o artificiales, se denomina drenaje. El drenaje es uno de los factores más relevantes en el diseño de pavimentos flexibles.

El agua es el principal causante del deterioro de la estructura de los pavimentos, porque origina muchos efectos perjudiciales en él; siendo el peor, la pérdida de la capacidad de soporte del pavimento.

Como es prácticamente imposible evitar el ingreso de agua a la estructura de un pavimento, es necesaria o la construcción de un sistema de capas que permita una evacuación rápida del agua. En la actualidad se están utilizando bases y subbases con materiales altamente permeables.

Para reducir los efectos del agua sobre los pavimentos se debe:

- Prevenir el ingreso del agua al pavimento (drenaje superficial).
- Proporcionar un drenaje óptimo para remover rápidamente el agua de las capas bases y subbases (drenaje subterráneo).

- Construir un pavimento lo suficiente fuerte para soportar el efecto combinado de las cargas de tránsito y el agua.

El parámetro (m_i) que presenta la guía AASHTO en la ecuación general de diseño de pavimentos flexibles, Ecuación 3.1, es el Coeficiente de Drenaje que permite calibrar el coeficiente estructural de las capas granulares no tratadas en función de las condiciones del drenaje del proyecto que se analiza [15].

Según la AASHTO se puede clasificar un pavimento en base a la calidad de drenaje de sus materiales, clasificación que dependerá del tiempo que demore una base o subbase saturada en evacuar el 50% del agua contenida.

En la Tabla 3.8 se presenta la clasificación de la calidad del drenaje recomendada por el Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP), según el tiempo de evacuación del agua:

Tabla 3.8 – Calidad de Drenaje, Bases y Subbases.

Calidad del Drenaje	Tiempo de Evacuación
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	No Drena

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

Los coeficientes de drenaje a utilizar dependen tanto de la calidad del drenaje como del tiempo durante el cual la estructura del pavimento se verá expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación, en la práctica, con más del 50% de humedad. El tiempo de saturación depende también de la calidad de drenaje como de la distribución y frecuencia de las precipitaciones que caracterizan la zona donde se localiza el proyecto que se analiza [15].

El Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas (MOP), del año 2019 presenta en la tabla 3.604.106.B los valores recomendados para los coeficientes de drenaje en Chile, el cual se muestran en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9 – Coeficientes de Drenaje (mi)

Región	Precipitación	Base Permeable	Base: Finos hasta 10%		Base: Más 10% Finos	
			Subrasante Granular	Subrasante Finos	Subrasante Granular	Subrasante Finos
IV	<= 100 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,05
	>100 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,15 – 1,00	1,05 – 0,80
V a VI	<= 150mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,15 – 1,00	1,00
	>150 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,00	1,00 – 0,80
VII a IX	<= 350 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,00	0,80
	>350 mm	1,4 – 1,35	1,25 – 1,15	1,25 – 1,15	1,00 – 0,80	0,80
X	<= 1500 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,15	1,00 – 0,80	0,80 – 0,60
	>1500 mm	1,35 – 1,30	1,15 – 1,00	1,15 – 1,00	0,8	0,60
XI a XII	<= 500 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,00	1,00 – 0,80
	>500 mm	1,4 – 1,35	1,25 – 1,15	1,15	0,80	0,80

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15]

3.2 Método de Elementos Finitos.

Los métodos de cálculo para estudiar los problemas asociados a la respuesta esfuerzo – deformación de una masa de un suelo natural o de un suelo mejorado utilizados por la ingeniería geotécnica moderna deben ser tales que no sólo permitan modelar el material a través de una ley constitutiva adecuada sino también considerar diferentes etapas de construcción y sistemas de cargas asociados a menudo con problemas de drenaje o flujo de agua. Además, el método debe tener la capacidad de considerar cualquier geometría y la acción de diferentes tipos de carga externa.

Dichos métodos nacen de la necesidad de contar con medios de análisis que no estén limitados como lo están varios de los diferentes métodos analíticos existentes (modelo elástico multicapa), (por ejemplo) que basados en hipótesis muy simples (elasticidad lineal) permiten estimar el comportamiento de un pavimento de forma muy restringida.

Es así que en los años 60 Olgierd Zienkewics [23] desarrolla un método que denomina de los elementos finitos cuya aplicación en la geotecnia no era en esos años del todo satisfactoria pues sólo consideraba un comportamiento lineal para los materiales y las restricciones de los sistemas de computación hacían también muy complejo el considerar etapas de construcción y más aún la influencia del agua en los suelos. Actualmente con el desarrollo acelerado de la computación se cuenta con computadores de alto rendimiento y programas dotados de leyes constitutivas avanzadas para los suelos naturales y mejorados lo que hace de este método de cálculo una herramienta muy útil para el ingeniero civil dedicado a los pavimentos y a la geotecnia en general. En este trabajo de título se utilizará el programa RS2 que está instalado en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso y permite analizar modelos con más de 50 materiales diferentes y múltiples estados de carga o constructivos.

Con respecto al método de los elementos finitos se debe mencionar que nace de una combinación de los métodos matriciales de análisis estructural con el método de las diferencias finitas y que su principio está en la subdivisión del medio continuo (hipótesis adoptada para los suelos) en elementos pequeños de dimensiones comparables entre sí a fin de no tener singularidades en la malla formada por los elementos. Cada elemento posee una matriz de rigidez que aporta a la matriz de rigidez del

sistema y da lugar a una de las variables más importantes del método. Adicionalmente se definen dos vectores uno de deformaciones (desplazamientos) y otro de cargas que combinados con la anterior matriz dan origen a la ecuación fundamental del método, la Ecuación 3.15:

$$[K] * \{\delta\} = \{F\} \quad (\text{Ecuación 3.15})$$

donde

[K] :Matriz de rigidez del sistema

{ δ } :Vector desplazamiento

{F} :Vector fuerza

Cabe destacar que el programa RS2 no ha sido diseñado para el estudio de pavimentos y que su uso estará limitado a la determinación de los esfuerzos y deformaciones inducidos por las cargas externas sobre la estructura del pavimento de los dos tramos propuestos para este trabajo de título.

CAPITULO IV

4 Caso de estudio.

En este trabajo de título se realizará, como ya se mencionó anteriormente en los puntos 1.3 y 1.4, un estudio comparativo de los diseños originales del pavimento de dos tramos de la Ruta Ch-68 con los diseños actualizados completando este estudio con un análisis de esfuerzos y deformaciones de los mismos mediante un método numérico avanzado a fin de poder determinar en forma aproximada el grado de deterioro de los pavimentos (si es que existiera en algún sector).

Las obras a ser analizadas corresponden a dos diseñadas y construidas por la Constructora ACS – SCYR Chile S.A que corresponden a proyectos de pavimentación del Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad. Dichas obras forman parte de la concesión de la Sociedad Rutas del Pacífico, Vías Chile, de Abertis Autopistas Chile Ltda.

4.1 Ubicación y descripción de los tramos de estudio.

La Ruta Ch – 68 (Figura 4.1), conocida también como camino a Valparaíso, es uno de los caminos interurbanos más importantes de Chile que, con un trazado de 110 kilómetros aproximadamente conecta Santiago con Valparaíso y Viña del Mar en la zona central del país.

Esta ruta ha tenido y tiene una gran importancia en la forma de vida de gran parte de los chilenos ya que une las dos áreas urbanas más pobladas del país convirtiéndola en la ruta terrestre más transitada de Chile después de la Ruta Ch – 5 Sur. Según la información disponibles, esta ruta presenta más de 129.500 pasadas diarias de vehículos de todo tipo en el primer trimestre de cada año de uso [24].

Como dato histórico cabe mencionar que esta carretera cobra especial importancia en el periodo estival, fines de semana largos y feriados importantes, debido a las atracciones turísticas que posee la costa de la región de Valparaíso.

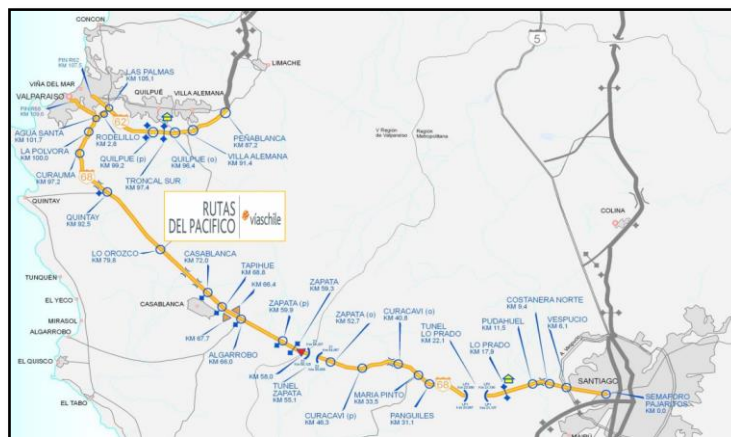


Figura 4.1 – Imagen satelital camino interurbano Ruta Ch – 68 [25].

4.1.1 Tramo N°1

El primer tramo seleccionado corresponde a la calzada comprendida entre las progresivas Km 19+600 y Km 24+400 abarcando el acceso oriente, el Túnel Lo Prado y el acceso poniente a la obra subterránea. Cabe destacar que actualmente este tramo se encuentra en servicio.

El diseño de pavimento considerado para el análisis corresponde sin embargo sólo a los dos accesos que representan una longitud de 4,8 Km como se muestra en la Figura 4.2.(a) en amarillo. No se considera el pavimento dentro del túnel pues éste presenta, en ese sector otro tipo de subrasante.



a) Imagen satelital geográfica

b) Imagen periférica salida Túnel Lo Prado

Figura 4.2 – Ruta 68 Kilómetro 19,60 a 24,44. Fuente: Google Earth

4.1.2 Tramo N°2

El segundo tramo a ser analizado corresponde al sector que comprende la calzada entre las progresivas Km 73+00 y Km 77+560 en la cercanía del Camino Casablanca como se presenta en la Figura 4.2.a en trazo amarillo.



a) Imagen Satelital Geográfica

b) Imagen Periférica Ruta 68

Figura 4.3 – Ruta 68 Kilómetro 73,562 a 77,560. Fuente: Google Earth.

4.1.3 Datos técnicos de los dos tramos elegidos

En la Tabla 4.1 se presenta un cuadro resumen de cada tramo seleccionado y en qué kilómetros están comprendidos.

Tabla 4.1 – Tabla Resumen Ubicación.

Tramo N°	Lugar Ruta 68	Ubicación	
		Kilómetro	Kilómetro
1	Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado	19,60	24,44
2	Camino Casablanca	73,00	77,56

Fuente: Propia

4.2 Diseño original de los pavimentos de los tramos elegidos

En esta parte del trabajo de título se presentará el diseño original de los pavimentos de los dos tramos elegidos que, de acuerdo a las informaciones obtenidas se realizó con el método AASHTO 93 siguiendo las directrices de la Dirección de Vialidad y del Manual de Carreteras Volumen 3, Instrucciones y Criterios de diseño considerando para un periodo de 20 años.

4.2.1 Datos de entrada del diseño original

Los parámetros de diseño de pavimentos correspondientes a cada uno de los tramos seleccionado de la Ruta Ch – 68 fueron proporcionados por la actual concesionaria Vías Chile de Abertis Autopistas Chile Ltda. Con oficinas ubicadas en Rosario Norte 407, piso 13, las Condes, Santiago de Chile.

Los parámetros más importantes para el método de diseño utilizado (AASHTO 93) y cuyas definiciones deben estar bien explícitas para la comprensión de este trabajo son los siguientes:

- Volumen de tráfico (Ejes Equivalentes).
- Serviciabilidad.
- Nivel de confiabilidad.
- Módulo resiliente de las capas granulares y subrasante,
- Coeficientes Estructurales.
- Coeficientes de drenajes.

4.2.1.1 Volumen de tráfico

Las solicitaciones inducidas por el tránsito vehicular son determinantes para un buen diseño de pavimentos y, de acuerdo a la AASHTO 93, se expresan bajo el concepto de *ejes equivalentes* (EE). El *eje equivalente* es un eje ideal propuesto por la AASHTO como factor de diseño que represente en una sola variable los diferentes componentes del tráfico vehicular que, de otro modo haría del método algo muy complejo y difícil de utilizar. En general, en este método de diseño se utiliza como variable de entrada el número total de *ejes equivalentes* que corresponde a la cantidad de ejes de 80 kN necesario para representar al tráfico de diseño y para llevar al pavimento desde un estado inicial (P_0) hasta un estado de serviciabilidad final (P_f).

En este trabajo se presentará una evaluación del tráfico vehicular de los dos tramos en función de los *ejes equivalentes* correspondientes a cada caso en particular para visualizar la forma en que este parámetro influye en el diseño estructural de los pavimentos considerados como solución a cada caso. Dicha evaluación se presenta en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2 – Volumen de tráfico considerado en cada tramo del caso estudio

Tramo N°	Ubicación	Km	Ejes Equivalentes
1	Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado	19,60 a 24,44	46.010.000
2	Camino Casablanca	73,50 a 77,56	68.600.000

Fuente: Constructora ACS – SCRY Chile S.A

4.2.1.2 Índice de serviciabilidad (P)

Los valores de referencia necesarios para la entrada de datos del método AASHTO 93 correspondientes a los niveles de serviciabilidad inicial y final se eligieron, en este caso, en base a las recomendaciones del Manual de Carreteras Volumen N°3.

Entonces, los valores de serviciabilidad adoptados por la empresa constructora ACS – SCYR Chile S.A. son lo que se presentan en la Tabla 4.3:

Tabla 4.3 – Índices de serviciabilidad inicial y final adoptado en cada tramo

Serviciabilidad	Tramo N°1	Tramo N°2
P Inicial (P_0)	4,2	4,2
P Final (P_f)	2,0	2,0

Fuente: Constructora ACS – SCYR Chile S.A

4.2.1.3 Nivel de confianza

El Manual de Carreteras en el Volumen N°3 presenta, los valores recomendados del coeficiente de confiabilidad en función de la clasificación de la vía para la cual se diseñara el pavimento. Estos valores se muestran en la Tabla 4.4:

Tabla 4.4 – Valores de Confiabilidad y S_o adoptado en cada tramo.

Clasificación Vía	Confiabilidad R (%)	Coefficiente Estadístico Z_r	Factores de Confiabilidad F_r
Autopista	85	- 1,037	2,9
Troncales	80	-0,841	2,4
Colectoras	80	-0,841	2,4
Pasajes, Locales y de Servicio	50	0,000	1,0

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen N°3 - Ministerio de Obras Públicas [15]

Para los dos tramos elegidos la Constructora ACS – SCYR Chile S.A adoptó, en sus diseños, un nivel de confianza del 80%, lo que lleva a un valor asociado del coeficiente estadístico, $Z_r = -0,841$, asumiendo una distribución normal.

El factor de seguridad se calcula con la Ecuación 4.1:

$$FS = 10^{-Z_r * S_o} \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

Donde S_o corresponde a la desviación estándar normal del error combinado, cuya estimación se realiza en función de los parámetros de entrada que intervienen en el comportamiento del pavimento. El valor típico a considerar para pavimentos asfálticos es $S_o = 0,45$.

En la Tabla 4.5 se presenta el resumen de los parámetros de confiabilidad adoptados por la Constructora ACS - SACYR Chile S.A. en el diseño de los pavimentos de cada uno de los tramos seleccionados de la Ruta Ch – 68 para el ejemplo de este trabajo de título.

Tabla 4.5 – Niveles de Confianza adoptado para cada tramo.

Nivel de Confianza	Tramo N°1	Tramo N°2
R (%)	80 %	80 %
Z_r	- 0,841	- 0,841
S_o	0,45.	0,45.

Fuente: Constructora ACS – SACYR Chile S.A

4.2.1.4 Módulo resiliente

El método de diseño AASHTO 93 caracteriza a la subrasante mediante el parámetro conocido como módulo resiliente (M_r) que no es más que un módulo de deformación dinámico.

Por la complejidad que está asociada a la determinación de este parámetro de los suelos de subrasante, en el diseño de pavimentos en Chile, se recurre a una determinación de dicho parámetro en forma indirecta, utilizando correlaciones de tipo empírico de validez comprobada y propuestas en el Manual de Carreteras del MOP que relacionan al módulo resiliente con el CBR.

Las expresiones matemáticas mencionadas son las siguientes:

$$M_R(\text{MPa}) = 17,6 (\text{CBR})^{0,64} \quad \text{para } \text{CBR} < 12 \%$$

$$M_R(\text{MPa}) = 22,1 (\text{CBR})^{0,55} \quad \text{para } 12 \% \leq \text{CBR} < 80 \%$$

En el diseño del pavimento de cada uno de los tramos seleccionados la Constructora ACS - SACYR Chile S.A eligió un valor de CBR igual a 20% para la subrasante natural, proponiendo, en algunos sectores un mejoramiento del suelo de fundación si era necesario.

En la Tabla 4.6 se presenta el valor del módulo resiliente obtenido para el valor de CBR elegido para la subrasante por la Constructora ACS - SACYR Chile S.A. (20%) utilizando las relaciones propuestas por el Manual de Carreteras del MOP.

Tabla 4.6 – Módulo Resilientes adoptado para cada tramo.

Modulo Resiliente (Mpa)	Tramo N°1 (Mpa)	Tramo N°2 (Mpa)
$M_R(\text{MPa}) = 22,1 (\text{CBR})^{0,55} , 12 \% \leq \text{CBR} < 80 \%$	114	114

Fuente: Propia

4.2.1.5 Coeficiente estructural

El valor del coeficiente estructural de las capas asfálticas se estima, normalmente, con el valor de la estabilidad Marshall (EM) o del módulo de elasticidad (E) y, en el caso de los coeficientes estructurales de las capas granulares este trabajo de ajuste se realiza con los valores de CBR correspondientes.

En la práctica, se usan relaciones matemáticas de tipo empírico-teórico para estimar el coeficiente estructural de cada capa, en función de los parámetros antes mencionados (E – EM – CBR).

Sobre dicha base las relaciones matemáticas propuestas por el Manual de Carreteras del MOP para la estimación de los valores de los coeficientes estructurales son las siguientes:

- Coeficiente estructural de la **mezcla asfáltica** (a_1):

$$a_1 = 0,0052 * E^{0,555} \quad \text{con el módulo de elasticidad, E en MPa}$$

$$a_1 = 0,0078 * EM^{0,441} \quad \text{EM : Estabilidad Marshal (N)}$$

- Coeficiente estructural de **bases granulares** (a_2):

$$a_2 = 0,032 * (\text{CBR})^{0,32} \quad \text{para } 80 \% < \text{CBR} < 100 \%$$

- Coeficiente estructural de **subbases granulares** (a_3):

$$a_3 = 0,058 * (\text{CBR})^{0,19} \quad \text{para } 30 \% < \text{CBR} < 40 \%$$

En la Tabla 4.7 se presentan los valores medios más probables de los coeficientes estructurales recomendados por el Manual de Carreteras de la dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Publica (MOP).

Tabla 4.7 – Coeficientes estructurales de las capas de pavimento.

Capa	Características	a_i
Subbase granular	CBR = [30% - 40%]	0,12
Base granular	CBR = [80% - 100%]	0,13
Base asfáltica graduación gruesa	6000 N – 8000 N	0,33
Base asfáltica graduación abierta		0,28
Grava - emulsión		0,30
Concreto asfáltico, capa intermedia	8000 N	0,41
Concreto asfáltico de superficie	9000 N	0,43
Mezclas drenantes		0,32
Micro aglomerado discontinuo en caliente		0,40
Mezcla SMA (Stone Mastic Asphalt)		0,43

Fuente: Manual de Carreteras, Dirección de Obras Públicas [15].

La Constructora ACS – SACYR Chile S.A consideró, para el diseño de cada tramo, los siguientes valores:

- Base granular con un CBR del 80%
- Base asfáltica con Estabilidad Marshal de 6000 N
- Capa asfáltica intermedia de Estabilidad Marshal de 8000 N
- Capa asfáltica superior de Estabilidad Marshal de 9000 N.

Tabla 4.8 – Coeficientes Estructurales adoptados en cada tramo.

Capa	Coeficiente Estructural a_i Tramo N°
	1 – 2
Capa 1: Mezcla Asfáltica en Caliente, Estabilidad Marshal 9000 N	0,43
Capa 2: Mezcla Asfáltica en Caliente, Estabilidad Marshal 8000 N	0,41
Capa 3: Base Asfáltica en Caliente, Estabilidad Marshal 6000 N	0,33
Capa 4: Base Granular	0,13

Fuente: Constructora ACS – SACYR Chile S.A.

4.2.1.6 Coeficiente de drenaje

En la Tabla 4.9 se presentan los valores recomendados para las condiciones chilenas según el Manual de Carreteras, Volumen N°3 de 2019.

Tabla 4.9 – Coeficientes de Drenaje

Región	Precipitación anual	Base Permeable	Base: Finos hasta 10%		Base: Más 10% Finos	
			Subrasante Granular	Subrasante Finos	Subrasante Granular	Subrasante Finos
IV	<= 100 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,05
	>100 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,15 – 1,00	1,05 – 0,80
V a VI	<= 150mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,15 – 1,00	1,00
	>150 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,00	1,00 – 0,80
VII a IX	<= 350 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,35 – 1,25	1,00	0,80
	>350 mm	1,4 – 1,35	1,25 – 1,15	1,25 – 1,15	1,00 – 0,80	0,80
X	<= 1500 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,15	1,00 – 0,80	0,80 – 0,60
	>1500 mm	1,35 – 1,30	1,15 – 1,00	1,15 – 1,00	0,8	0,60
XI a XII	<= 500 mm	1,4 – 1,35	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,00	1,00 – 0,80
	>500 mm	1,4 – 1,35	1,25 – 1,15	1,15	0,80	0,80

Fuente: Manual de Carreteras, Volumen N°3 - Ministerio de Obras Públicas [15]

Tabla 4.10 – Coeficientes de drenaje adoptado en cada tramo.

Coeficiente de drenaje	Tramo
1,20	1 – 2

Fuente: Constructora ACS – SACYR Chile S.A

4.2.2 Espesor de las capas de los pavimentos existentes

En esta parte del trabajo se presentarán los espesores existentes de las diferentes capas determinados por la Empresa Constructora ACS – SACYR Chile S.A. en el diseño realizado por sus ingenieros para cada tramo elegido para este trabajo de título.

4.2.2.1 Estructura existente de tramo N°1

Este tramo corresponde a los Accesos Oriente y Poniente al Túnel Lo Prado, entre los kilómetros 19.60 a 24.44 donde el número estructural total y para la carpeta asfáltica debe alcanzar como mínimo el siguiente valor:

NE_{Requerido total}: 10,55 (cm).

$NE_{\text{Requerido Asfáltico}}$: 8,29 (cm).

En la Tabla 4.11 se presentan los números estructurales de cada capa.

Tabla 4.11 – Espesores de pavimento Tramo N°1

Capa	Espesor (cm)	a_i	m_i	NE (cm)
Capa 1: Mezcla asfáltica en caliente, Estabilidad Marshal 9000 N	5	0,43	-	2,15
Capa 2: Mezcla asfáltica en caliente, Estabilidad Marshal 8000 N	7	0,41	-	2,87
Capa 3: Base asfáltica en caliente, Estabilidad Marshal 6000N	10	0,33	-	3,30
Capa 4: Base granular	15	0,13	1,2	2,34
Total, Espesor (cm)	37		NE Estructural	10,66
			NE Asfáltico	8,32

Fuente: Adaptada de Constructora ACS – SACYR Chile S.A.

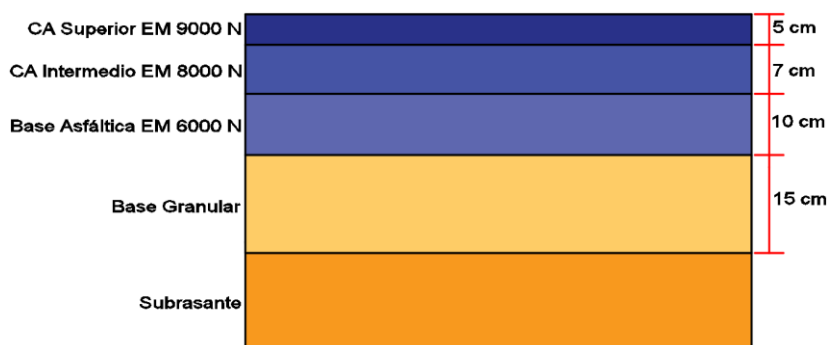


Figura 4.4 – Estructura de pavimento existente de tramo N°1, Elaboración: Propia.

4.2.2.2 Estructura existente de tramo N°2

Este tramo corresponde al tramo de la Ruta 68 cerca del santuario de Lo Vásquez, entre los kilómetros 66.60 – 71.60, donde el número estructural total y para la carpeta asfáltica debe alcanzar como mínimo el siguiente valor:

$NE_{\text{Requerido total}}$: 11,16 (cm).

$NE_{\text{Requerido Asfáltico}}$: 8,63 (cm).

En la Tabla 4.12 se presentan los números estructurales de cada capa.

Tabla 4.12 – Espesores de pavimento de tramo N°2

Capa	Espesor (cm)	a_i	m_i	NE (cm)
Capa 1: Mezcla asfáltica en caliente, Estabilidad Marshal 9000 N	5	0,43	-	2,15
Capa 2: Mezcla asfáltica en caliente, Estabilidad Marshal 8000 N	8	0,41	-	3,28
Capa 3: Base asfáltica en caliente, Estabilidad Marshal 6000N	10	0,33	-	3,30
Capa 4: Base granular	16	0,13	1,2	2,50
Total, Espesor (cm)	39		NE Estructural NE Asfáltico	11,23 8,73

Fuente: Adaptada de Constructora ACS – SACYR Chile S.A

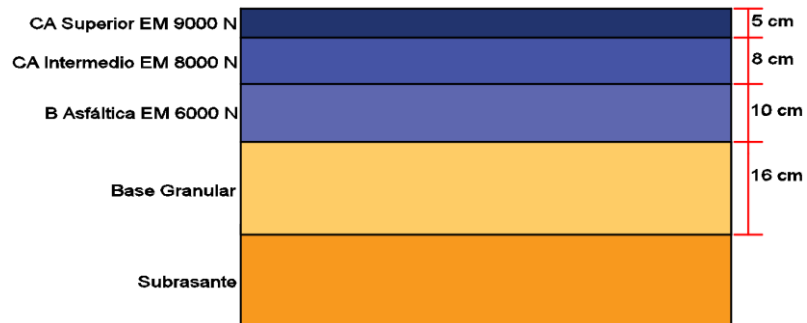


Figura 4.5 – Estructura de pavimento existente de tramo N°2, Elaboración: Propia.

4.3 Verificación del tráfico real

4.3.1 Aspectos generales

Considerando que el diseño original se realizó por el método propuesto como AASHTO 93, en el marco de este trabajo de título, los diseños de comparación se realizarán también utilizando dicha norma y método.

Si bien en el diseño de pavimentos asfálticos utilizando el método determinado por el Manual de Carreteras utiliza varios parámetros de entrada, que ya fueron mencionados y descritos anteriormente, el más importante, en este caso, y que muchas veces es el más difícil de determinar es el volumen de tráfico vehicular. Para el caso de estudio, dicho dato corresponde al tráfico actual que está soportando la carretera o mejor dicho los dos tramos elegidos como ejemplo de aplicación.

Realizar una buena estimación del volumen de tráfico a través de proyecciones considerando un tráfico inicial y las correspondientes tasas de crecimiento puede convertirse en un tema complejo debido a que el análisis requiere contar con datos históricos del volumen de tránsito del tramo carretero sujeto del estudio incluyendo procesos como los censos origen-destino, tipo de vehículo y,

en algunos casos, variaciones estacionales que no siempre están disponibles en su totalidad. A estas dificultades que pueden ser solucionadas mediante tratamientos estadísticos de datos existentes se suman dos variables que son la modificación del tráfico original inducida por las mejoras y el tráfico inducido que consiste en un volumen vehicular que es muy difícil de estimar porque depende de otras variables que no se consideran en el diseño propiamente tal. Este último factor se produce debido a que la ruta resulta ser más atractiva para los usuarios en general porque una carretera nueva con un mejor trazado y una superficie de rodadura de alta calidad desincentiva el uso de otras vías alternativas.

Es por esto que en esta parte del trabajo se realizará la verificación de los volúmenes de tráfico para cada tramo y con dicho dato manteniendo invariables las características y propiedades de los materiales se procederá a realizar una verificación del diseño estructural del pavimento de cada tramo seleccionado. Esta verificación de los diseños se realizará aplicando la misma norma de diseño, la AASHTO 93, cambiando sólo el número de ejes equivalentes del diseño original (obtenido mediante una proyección) por el volumen de tráfico real obtenido mediante censo realizado durante las operaciones de los dos tramos seleccionados de la Ruta Ch-68.

4.4 Determinación del número de ejes equivalentes

4.4.1 Obtención de los datos

Una condición para el uso del método de diseño AASHTO 93 es transformar el volumen de tráfico de una carretera o tramo vial compuesto por diversos tipos de vehículos pesados y livianos a un valor numérico denominado número de ejes equivalentes que representa a todos y cada uno de los vehículos censados. Para realizar el cálculo del número de ejes equivalentes la AASHTO 93 propone la Ecuación 4.2:

$$EE_s = 365 \cdot F_D \cdot F_P \cdot F_{EE} \cdot F_{Ci} \cdot \sum_{i=1}^n (TMDA_i) \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

donde

- EE_s: Ejes Equivalentes Totales
- F_D: Factor de Distribución o Sentido
- F_P: Factor de Pista
- TMDA_i: Transito Medio Diario Anual Acumulado
- F_{EE}: Factor de Eje equivalente para un vehículo tipo
- F_{Ci}: Tasa de crecimiento en el periodo "i"

En la Ecuación 4.2 el factor de mayor peso corresponde al factor de eje equivalente para cada tipo de vehículo que, asociado a los otros factores involucrados permite determinar el número de ejes equivalentes o número de repeticiones de un eje de 80 kN.

La determinación del valor representativo del factor de eje equivalente para los diferentes vehículos ha dado lugar a innumerables trabajos que presentan relaciones entre los ejes tándem y trídem, u otras combinaciones de ejes. Por ello, en este trabajo de título se utilizarán los valores propuestos

en la tabla 3.603.202 C del Manual de Carreteras, Volumen N°3 del año 2019, donde se presentan los factores de eje equivalente asociados al tránsito pesado clasificados según tipo de transporte, tipo de ruta, tipo de pavimento (flexible o rígido) y dirección del tránsito en las condiciones chilenas.

La información requerida para este trabajo en la relación a la composición del flujo vehicular (censo) correspondiente a los dos tramos elegidos fueron proporcionados por la empresa Axioma Ingenieros Consultores S.A., empresa dedicada a la inspección de obras de construcción y concesionadas, como también al desarrollo de estudios y proyectos de ingeniería de diversa índole. Los censos entregados fueron realizados en la plaza de peaje Zapata y en la Plaza de peaje Lo Prado, plazas que pertenecen a la Ruta Ch 68 y se encuentran ubicadas en el kilómetro 60 y 17,90 respectivamente. Estos valores del flujo vehicular se pueden considerar representativos en cada tramo seleccionado por la proximidad de los mismos a las plazas de control.

Cabe mencionar que la empresa Axioma Ingenieros Consultores S.A. lamentablemente solo pudo proporcionar la información del flujo vehicular del período 2015 - 2019, por lo que se tuvo que realizar una extrapolación con fin de obtener el volumen de tráfico del periodo 2000 – 2014. Para la extrapolación se aplicó una regresión lineal a los datos disponibles, pues es la curva que mejor se ajusta a ellos. De esta manera fue posible estimar el volumen acumulado correspondientes al periodo 2000 – 2019 que permitió determinar el número de ejes equivalentes representativo para cada tramo siguiendo los objetivos propuestos para este trabajo de título.

Los datos obtenidos de la empresa Axioma Ingenieros Consultores S.A. correspondientes al censo vehicular de las dos plazas de conteo se presentan a continuación.

Tabla 4.13– Censo vehicular, 2015 – 2019, tramo: Acceso Oriente y Poniente de Túnel Lo Prado.

Año	Tipo de vehículo	Volumen	Transito medio diario anual (TMDA)	Factor de equivalencia	Ejes Equivalentes
2015	Motos y Motonetas	94.605	259	0,007	596
	Autos y Camionetas	10.661.530	29.210	0,007	67168
	Autos y Camionetas con Remolque	22.851	63	0,007	144
	Buses de 2 ejes	555.669	1522	2,11	1055215
	Buses de más de 2 ejes	234.161	642	2,11	226.464
	Camiones de 2 ejes	763.952	2.093	0,3	159.348
	Camiones de más de 2 ejes	872.299	2.390	1,6	988.543
2016	Motos y Motonetas	102.876	282	0,007	648
	Autos y Camionetas	1.140.9921	31.260	0,007	71883
	Autos y Camionetas con Remolque	47.427	130	0,007	299
	Buses de 2 ejes	590.564	1.618	2,11	1121652
	Buses de más de 2 ejes	223.559	612	2,11	208.568
	Camiones de 2 ejes	801.848	2.197	0,3	168.444
	Camiones de más de 2 ejes	872.299	2.411	1,6	998.348
2017	Motos y Motonetas	103.965	285	0,007	655
	Autos y Camionetas	11.788.562	32.297	0,007	74268
	Autos y Camionetas con Remolque	73.470	201	0,007	463
	Buses de 2 ejes	605.700	1659	2,11	1150224
	Buses de más de 2 ejes	228.825	627	2,11	217.457
	Camiones de 2 ejes	783.179	2.146	0,30	163.963
	Camiones de más de 2 ejes	983.905	2.696	1,6	1.131.398
2018	Motos y Motonetas	111.190	305	0,007	700
	Autos y Camionetas	12.333.967	33.792	0,007	77704
	Autos y Camionetas con Remolque	28.949	79	0,007	182
	Buses de 2 ejes	686.281	1.880	2,11	989.642
	Buses de más de 2 ejes	231.536	634	2,11	222.033
	Camiones de 2 ejes	761.431	2.086	0,3	158.743
	Camiones de más de 2 ejes	957.565	2.623	1,6	1.097.683
2019	Motos y Motonetas	118.917	326	0,007	749
	Autos y Camionetas	13.199.811	36.164	0,007	83159
	Autos y Camionetas con Remolque	59.924	164	0,007	243
	Buses de 2 ejes	723.216	1.981	2,11	1.051.989
	Buses de más de 2 ejes	237.192	634	2,11	231580
	Camiones de 2 ejes	799.198	2.086	0,30	167.808
	Camiones de más de 2 ejes	1.069.048	2.929	1,6	1.240.381

Fuente: Adaptado de datos obtenidos de la Empresa Axioma, Plaza de Peaje Lo Prado.

Tabla 4.14 – Censo Vehicular, 2015 – 2019, tramo: Casablanca.

Año	Tipo de vehículo	Volumen	Transito medio diario anual (TMDA)	Factor de equivalencia	Ejes Equivalentes
2015	Motos y Motonetas	74.044	203	0,007	233
	Autos y Camionetas	9.053.137	24.803	0,007	28.517
	Autos y Camionetas con Remolque	23.942	66	0,007	75
	Buses de 2 ejes	513.472	1.407	2,11	487.542
	Buses de más de 2 ejes	226.914	622	2,11	215.455
	Camiones de 2 ejes	677.965	1.857	0,3	91.525
	Camiones de más de 2 ejes	851.353	2.332	1,6	612.974
2016	Motos y Motonetas	80.251	220	0,007	253
	Autos y Camionetas	9.648.685	26.435	0,007	30.393
	Autos y Camionetas con Remolque	33.014	90	0,007	104
	Buses de 2 ejes	543.686	1.490	2,11	516.230
	Buses de más de 2 ejes	216.728	594	2,11	205.783
	Camiones de 2 ejes	704.604	1.930	0,3	95.122
	Camiones de más de 2 ejes	851.624	2.333	1,6	613.169
2017	Motos y Motonetas	81.251	223	0,007	267
	Autos y Camionetas	9.926.125	27.195	0,007	31.267
	Autos y Camionetas con Remolque	49.126	135	0,007	155
	Buses de 2 ejes	543.573	1.489	2,11	516.123
	Buses de más de 2 ejes	229.017	627	2,11	217.452
	Camiones de 2 ejes	691.034	1893	0,30	93.290
	Camiones de más de 2 ejes	956.898	2.622	1,6	688.967
2018	Motos y Motonetas	84.842	232	0,007	267
	Autos y Camionetas	10.410.154	28.524	0,007	32.792
	Autos y Camionetas con Remolque	9.889	27	0,007	31
	Buses de 2 ejes	550.486	1.508	2,11	522.686
	Buses de más de 2 ejes	235.212	644	2,11	223.334
	Camiones de 2 ejes	661.262	1.812	0,3	89.270
	Camiones de más de 2 ejes	942.740	2.583	1,6	678.967
2019	Motos y Motonetas	31.540	86	0,007	99
	Autos y Camionetas	4.526.545	12.401	0,007	14.259
	Autos y Camionetas con Remolque	7.281	20	0,007	23
	Buses de 2 ejes	583.371	1.598	2,11	553.911
	Buses de más de 2 ejes	249.449	683	2,11	223.852
	Camiones de 2 ejes	687.136	1.883	0,30	92.763
	Camiones de más de 2 ejes	1.060.807	2.906	1,6	763.781

Fuente: Adaptado de datos obtenidos de la Empresa Axioma, Plaza de Peaje Zapata.

CAPITULO V

5 Cálculo del número de ejes equivalentes

En la determinación del número total de ejes equivalentes para cada tramo se consideraron, además de los datos del volumen de tráfico, los factores de distribución (o sentido) y de pista, cuyos valores fueron adoptados de acuerdo a las características de los dos tramos. El valor de cada parámetro es el siguiente:

- Factor de Distribución o Sentido: 0,5
- Factor de Pista: 0,8

En la Tabla 5.1 y la Tabla 5.2 se presenta los resultados del cálculo de los ejes equivalentes anuales obtenidos para el volumen de tránsito vehicular proporcionado por la empresa Axioma Ingenieros Consultores S.A. que corresponden al período 2015 - 2019 mediante la ecuación antes propuesta (Ecuación 4.2) y los factores adoptados.

Tabla 5.1 – Ejes Equivalentes año 2015 al 2019, tramo: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado.

Año	Ejes Equivalentes
2015	1.334.636
2016	1.370.880
2017	1.463.765
2018	1.427.601
2019	1.556.189

Fuente: Propia.

Tabla 5.2 – Ejes Equivalente año 2015 al 2019, tramo: Casablanca.

Año	Ejes Equivalentes
2015	1.436.322
2016	1.461.054
2017	1.547.509
2018	1.547.154
2019	1.661.688

Fuente: Propia.

Como para el diseño del pavimento se requiere conocer el número total de ejes equivalente para un determinado período, en este caso 20 años, y la empresa Axioma Ingenieros Consultores S.A. no pudo proporcionar la información correspondiente a los años anteriores al 2015, se realizó una regresión lineal con la información disponible y, de ese modo, estimar el volumen del flujo vehicular de cada uno de los años faltantes, es decir para el período 2000 - 2014.

Los gráficos correspondientes a dichas regresiones se presentan en las Figuras 5.1 y 5.2.

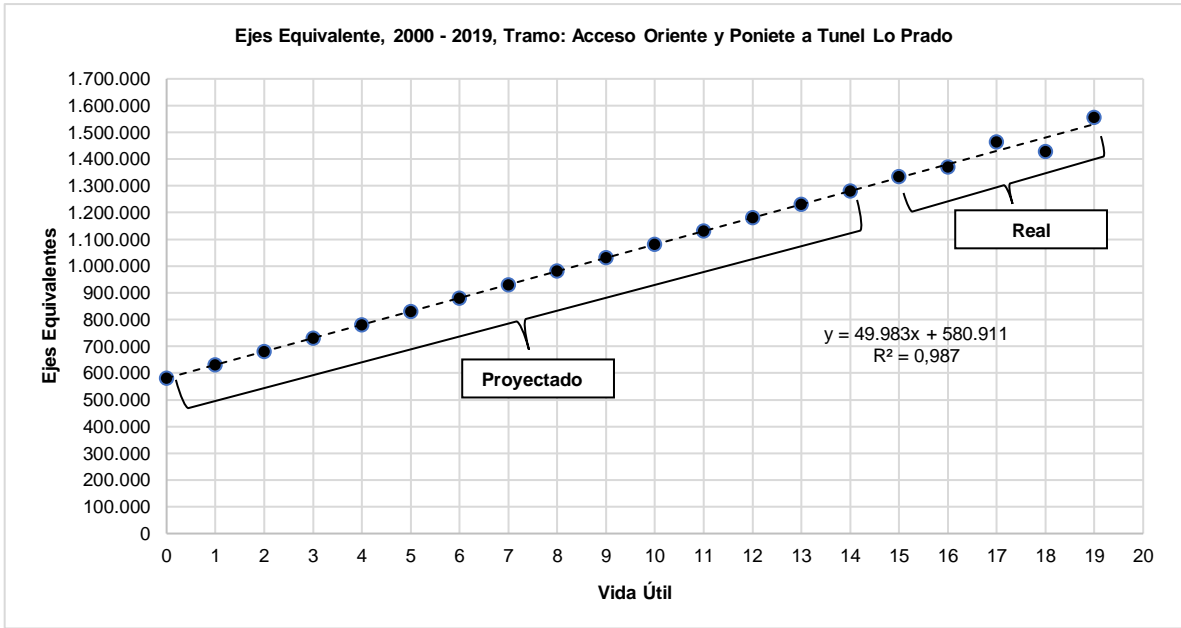


Figura 5.1 – Proyección de ejes equivalentes Tramo: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado, Fuente: Propia.

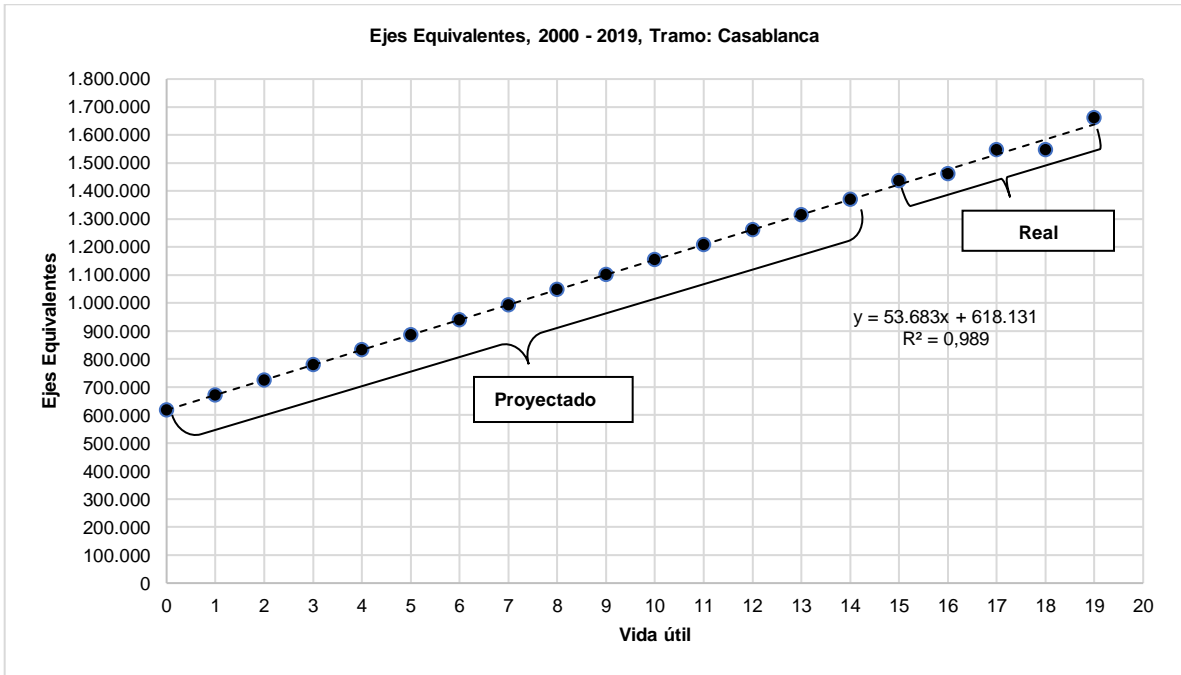


Figura 5.2 – Proyección de ejes equivalentes Tramo N°2: Casablanca, Fuente: Propia

Como se mencionó en el capítulo anterior, a los datos proporcionados por la empresa se le aplicó una regresión lineal porque con esta se obtuvieron coeficientes de correlación cercanos a la unidad, para el caso de la plaza de peaje Lo Prado el coeficiente de correlación resultó 0,987 y para el de Casablanca 0,989. Por esta tendencia de los datos proporcionados, se asume que el comportamiento de los años sin registro será similar, lo que permite estimar aproximadamente los volúmenes de cada año y, de esa manera, completar los datos necesarios para realizar los diseños y verificaciones cumpliendo las metas del alcance de trabajo de esta memoria de título. Los ejes equivalentes obtenidos para cada tramo se muestran en las Tablas 5.3 y 5.4:

Se considera necesario mencionar que se adoptó una regresión lineal porque ésta presenta coeficientes de correlación cercanos a la unidad, vale decir, 0,987 para la Plaza de peaje de Lo Prado y 0,989 para la de Casablanca. Por este comportamiento de los datos proporcionados, se asume que el comportamiento de los años sin registro será similar, lo que permite estimar aproximadamente los volúmenes de cada año y, de esa manera, completar los datos necesarios para realizar los diseños y verificaciones cumpliendo las metas del alcance de trabajo de esta memoria de título. Aplicando este procedimiento se elaboraron las Tablas 5.3 y 5.4 que se presentan a continuación.

Tabla 5.3 – Ejes Equivalentes año 2000 al 2019, Tramo N°1: Acceso Oriente y Poniente a Túnel Lo Prado-

Año	Ejes Equivalentes	Ejes Equivalentes Acumulados
2000	580.909	580.909
2001	630.892	1.211.801
2002	680.875	1.892.676
2003	730.858	2.623.534
2004	780.841	3.404.375
2005	830.824	4.235.199
2006	880.807	5.116.006
2007	930.790	6.046.796
2008	980.773	7.027.569
2009	1.030.756	8.058.325
2010	1.080.739	9.139.064
2011	1.130.722	10.269.786
2012	1.180.705	11.450.491
2013	1.230.688	12.681.179
2014	1.280.671	13.961.850
2015	1.334.636	15.296.486
2016	1.370.880	16.667.366
2017	1.463.765	18.131.131
2018	1.427.601	19.558.732
2019	1.556.189	21.114.921
Total, Ejes Acumulados		21.114.921

Fuente: Propia

Tabla 5.4 – Ejes Equivalentes año 2000 al 2019, Tramo N°2: Casablanca-

Año	Ejes Equivalentes	Ejes Equivalentes Acumulados
2000	618.132	618.132
2001	671.815	1.289.947
2002	725.498	2.015.445
2003	779.181	2.794.626
2004	832.864	3.627.490
2005	886.547	4.514.037
2006	940.230	5.454.267
2007	993.913	6.448.180
2008	1.047.596	7.495.776
2009	1.101.279	8.597.055
2010	1.154.962	9.752.017
2011	1.208.645	10.960.662
2012	1.262.328	12.222.990
2013	1.316.011	13.539.001
2014	1.369.694	14.908.695
2015	1.436.322	16.345.017
2016	1.461.054	17.806.071
2017	1.547.509	19.353.580
2018	1.547.154	20.900.734
2019	1.661.688	22.562.422
Total, Ejes Acumulados		22.562.422

Fuente: Propia

Una vez calculados los números de ejes equivalentes acumulados, se deben corregir mediante el factor de confiabilidad (FR), el cual se define por la Ecuación 5.1:

$$EE_{\text{Corregido}} = EE * F_R \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

Para el diseño original el nivel de confiabilidad utilizado es de un 80% en ambos pavimentos por lo tanto el F_R corresponde a:

$$F_R = 10^{-(Z_r \cdot S_o)} = 10^{-(-0,841 \cdot 0,45)} = 2,39$$

El número de ejes equivalente corregido para ambos tramos, se muestra en la Tabla 5.5:

Tabla 5.5 – Número de ejes equivalentes corregido

	$EE * F_R$	$EE_{\text{corregido}}$
Tramo N°1: Acceso oriente y poniente a túnel Lo Prado	21.114.921 · 2.39	= 50.464.661
Tramo N°2: Casablanca	22.562.422 · 2.39	= 53.924.188

Fuente: Propia

5.1 Análisis sobre los resultados obtenidos

En el diseño o verificación de un pavimento ya proyectado, disponer de una buena estimación del volumen tránsito de diseño es uno de los procesos más importante; este puede ser simple o complejo, ello depende de las características de la vía, de la disponibilidad de los datos sobre volumen y composición del tránsito, como también de otros factores complementarios que pudieran ser necesarios.

La obtención de una tendencia lineal al extrapolar los datos de volúmenes de tránsito en los dos tramos analizados en este estudio se lograron resultados satisfactorios en comparación al comportamiento de los datos históricos proporcionados por la empresa Axioma Ingenieros Consultores S.A., esto se debe a los coeficientes de correlación ya explicados al inicio de este capítulo.

Los resultados obtenidos mediante la extrapolación lineal se observa comportamientos distintos con respecto a los números de ejes equivalentes considerados en el diseño original. En el caso del Tramo N°1 el número proyectado es mayor que el considerado en el diseño original, mientras que el Tramo N°2, es el caso opuesto, tal como se aprecia en la Tabla 5.6:

Tabla 5.6 – Número de ejes equivalentes, diseño original y extrapolado

Tramo	Número de Ejes Equivalentes	
	Diseño original	Extrapolado
Tramo N°1: Acceso Oriente y Poniente a túnel Lo Prado	46.010.000	50.464.661
Tramo N°2: Casablanca	68.600.000	53.924.188

Fuente: Propia

Estos resultados estarían indicando que en la Ruta Ch-68 existe la posibilidad de que algunos sectores están sobre dimensionados o sobredimensionados.

Del **Tramo N°1** se observa que el número de ejes equivalentes calculado tiene 4.454.661 ejes equivalentes más que el número utilizado en el diseño original, es decir, un 9,71% más, por lo cual se puede señalar que el pavimento de este tramo falla antes de su vida útil.

En cuanto al **Tramo N° 2** se tiene el caso opuesto, ya que el número de ejes equivalentes calculado corresponde al 78,61% del número de ejes equivalentes usados en el diseño de este tramo; eso indica que el pavimento de este tramo tendrá una vida útil mayor a la de diseño.

5.2 Verificación y comparación del número estructural

En la metodología AASHTO 93 para el diseño de estructuras de pavimentos flexibles, se utiliza una ecuación a través de la cual se obtiene el parámetro llamado número estructural, cuyo valor además de ser un indicativo del espesor total requerido del pavimento, es también función del tránsito y la confiabilidad. Este parámetro fundamental para la determinación de los espesores finales de las diferentes capas que conforman la estructura del pavimento:

Por lo anterior, se verificara el diseño original de la estructura del pavimento de ambos tramos en estudio, para ello se calculará el numero estructural con los parámetros de diseño utilizados por la Constructora ACS – SACYR S.A y se comparará con el numero estructural obtenido por la empresa.

En la Tabla 5.7 se presentan los parámetros utilizados del diseño original para ambos tramos:

Tabla 5.7 – Parámetros requeridos por la metodología AASHTO 93.

		Tramo N°1: Acceso oriente y poniente a túnel Lo Prado	Tramo N°2: Casablanca
Ejes equivalentes (EE Originales)		46.010.000	68.600.000
Índice de serviciabilidad	P₀	4,2	4,2
	P_f	2,0	2,0
Nivel de confianza	R (%)	80	80
	Z_r	- 0,841	-0,841
	S_o	0,45	0,45
Módulo Resiliente [Mpa]		114	114

Fuente: Constructora ACS – SACYR Chile S.A.

El número estructural total calculado por la Constructora ACS – SACYR Chile S.A y el número estructural recalculado por el presente trabajo de título se muestran en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8 – Número estructural calculado y recalculado de cada tramo.

Número Estructural [cm]	Tramo N°1: Acceso oriente y poniente a túnel lo prado	Tramo N°2: Casablanca
Diseño original, calculado por la empresa constructora ACS – SACYR Chile S.A.	10,55	11,16
Diseño original, recalculado por el presente trabajo de título	10,56	11,17

Fuente: Constructora ACS – SACYR Chile S.A y Propia

- En la Tabla 5.8 se observa que los valores del número estructural calculado por la empresa constructora y el calculado en el presente trabajo son bastante similares, ya que la diferencia entre estos, para ambos tramos es de 0,01 centímetros, es decir la diferencia entre estos es del ,095%. En otras palabras, la diferencia entre ellos, para ambos tramos, es nula, por lo cual se verifica el buen diseño de la estructura de pavimento del Tramo N°1 y del Tramo N°2.

A continuación, se determinará el numero estructural utilizando el número de ejes equivalentes obtenidos de la extrapolación. El resto de los parámetros de diseño son los mismos que los usados

en el diseño original, para el periodo comprendido entre los años 2000 – 2019. Para ellos se ocupó un software denominado “Ecuación AASHTO 93” el cual utiliza las ecuaciones Ecuación 3.1 y Ecuación 3.2 para calcular el numero estructural; en esta subrutina se ingresan los parámetros de diseño de la metodología AASHTO 93.

En la Tabla 5.9 se resume los parámetros de diseño utilizados para la determinación del número estructural de cada tramo en estudio.

Tabla 5.9 – Parámetros requeridos por la metodología AASHTO 93, con el volumen de tránsito real estimado.

		Tramo N°1: Acceso oriente y poniente a túnel Lo Prado	Tramo N°2: Casablanca
Ejes equivalentes (EE extrapolados)		50.464.661	53.924.188
Índice de serviciabilidad	P_i	4,2	4,2
	P_f	2,0	2,0
	R (%)	80	80
Nivel de confianza	Z_r	- 0,841	-0,841
	S_o	0,45	0,45
	Módulo Resiliente [Mpa]	114	114

Fuente: Propia

En la Figura 5.3 se muestra un “pantallazo” del software “Ecuación AASHTO 93” utilizado para el cálculo del número estructural. En esta subrutina se ingresan los parámetros de diseño especificados en la Tabla 5.9.

Tramo 1: Acceso oriente y poniente a túnel Lo Prado

Tramo 2: Casablanca

Figura 5.3 – Número Estructural calculado con tránsito real estimado, Fuente: Propia

Una vez ingresado todos los parámetros de diseño, el número estructural obtenido es en pulgadas, por lo que se debe realizar la conversión de unidades a centímetros. Estos resultados se resumen en la Tabla 5.10:

Tabla 5.10 – Número estructural calculado con el número de ejes equivalentes real, en cada tramo.

	Tramo N°1: Acceso oriente y poniente a túnel Lo Prado	Tramo N°2: Casablanca
Número Estructural [cm]	10,72	10,82

Fuente: Propia

Luego, para el Tramo N°1 y el Tramo N°2 se presenta el número estructural determinado por la empresa constructora y el número estructural extrapolado, es decir el número obtenido al aplicar el número de ejes equivalentes extrapolados en este trabajo de título. Los resultados se muestran en la Tabla 5.11:

Tabla 5.11 – Número estructural para el Tramo N°1 y Tramo N°2

Tramo	Número de E.E Diseño Original	Número Estructural Diseño Original [cm]	Número de E.E Extrapolados	Número Estructural, Extrapolado* [cm]
Tramo N°1	46.010.000	10,55	50.464.661	10,72
Tramo N°2	68.600.000	11,16	53.924.188	10,82

Fuente: Propia

Extrapolado* corresponde al diseño utilizando el número de ejes equivalentes extrapolados

De los resultados obtenidos se puede decir lo siguiente:

- De la Tabla 5.11 se aprecia que el número estructural determinado por la empresa constructora y el calculado usando los EE extrapolados difieren entre sí. En el caso del Tramo N°1 la diferencia es el -0,17 centímetros, es decir, el NE de diseño es menor que el extrapolado* en un 1,61%. En el caso del Tramo N°2 la diferencia es de 0,34 centímetros, es decir, el NE de diseño es menor que el extrapolado*, es mayor en un 3,14%.
- Por otro lado, en el Tramo N°1, el diseño original ocupa 46.010.000 eje equivalentes mientras que en el extrapolado* utiliza 50.464.661 EE, es decir, el diseño original utiliza un 9,68% menos de ejes equivalentes que en el diseño con número de EE extrapolados.
- En el caso del Tramo N°2, el diseño original ocupa 68.600.000 EE mientras que en el extrapolado* utiliza 53.924.188 de ejes equivalentes de ejes equivalentes, decir, el diseño original utiliza un 21,39% mayor de ejes equivalentes que en el diseño con número de EE extrapolados.

- Analizando los 3 puntos anteriores se puede destacar que no hay una correlación lineal o proporcional entre el aumento de la cantidad de ejes equivalentes versus el número estructural, ya que en el Tramo N°1, el número de estructural de diseño original es 1,61% menor al caso extrapolado* mientras que el número de EE del diseño original es el 9,68% menor que el extrapolado*. En el caso del Tramo N°2 es más significativa la diferencia, pues el número de estructural de diseño original es 3,14% mayor al del extrapolado* mientras que el número de ejes equivalentes del diseño original es 21,39% mayor que el extrapolado.
- Cabe hacer notar que la variación del número estructural es muy baja en relación a la variación de la cantidad de ejes equivalentes utilizadas en el diseño. Esto se observa en ambos tramos, pues la variación en cada uno de ellos es unos pocos milímetros.
- En el Tramo N°1 al obtenerse un número estructural ligeramente mayor (1,7 mm) que el del diseño original, se puede decir que la estructura de ese pavimento esta levemente subdimensionada, ya que éste tiene un espesor menor de capa de asfalto, por lo cual, esta capa estará susceptible a experimentar fallas del tipo longitudinal y/o transversal.

De todo lo expuesto en este capítulo se tienen los siguientes comentarios:

- En el diseño de la estructura de pavimento de ambos tramos estudiados en este trabajo de título no se ajusta al diseño original de cada uno de ellos, puesto que, en ambos, el número de ejes equivalentes extrapolados no es igual, ni parecido, al número de EE utilizados en el diseño original; en pocas palabras, en un caso el pavimento está sobredimensionado, Tramo N°2, mientras que en el otro está subdimensionado, Tramo N°1.
- De lo anterior, para obtener un óptimo diseño de pavimento se requiere utilizar una proyección estadística precisa del volumen de tránsito que tendrá en su vida útil, de tal manera que pueda cumplir con la confiabilidad requerida, reduciendo el nivel de serviciabilidad del pavimento. Para ello es fundamental contar con censos vehiculares o de tránsito que permitan predecir con bajo margen de error el volumen vehicular que estará sometido dicho pavimento en todo su periodo de diseño.

CAPITULO VI

6 Análisis del diseño original mediante RS2 y posterior contrastación de resultados dinámicos con criterios de fatiga.

En el presente capítulo se realizará un análisis de esfuerzos y deformaciones de las diferentes capas que componen la estructura de pavimento del tramo que más volumen de tránsito se proyectó en el capítulo 5, para las condiciones del diseño original, por lo que el tramo que se evaluará será el de Casablanca o Tramo N°2.

Para analizar los esfuerzos y deformaciones se usará un análisis estático y un análisis con carga dinámica, con la intención de conocer el comportamiento estructural de las capas de dicho tramo. Cada una de estas formas de analizar responde a determinados factores, los que exponen a continuación:

- **Análisis estático**

Este análisis está condicionado a una carga fija que se mantiene constante, donde se tomará como ejemplo la carga que produce el eje trasero de un camión tipo. La finalidad de éste es conocer el comportamiento estructural de esfuerzos que genera la carga sobre el pavimento, analizando el comportamiento del pavimento con una pista cargada y con ambas pistas cargadas.

- **Análisis dinámico**

Este análisis está sujeto a una carga dinámica que presenta las siguientes características:

- Representa la carga que ejerce un eje equivalente (80 kN) sobre el pavimento.
- Representa la aplicación de número de *pasadas* totales de repeticiones de ejes equivalentes proyectados en el período de diseño del pavimento.

Estos permiten conocer las deformaciones unitarias que experimentan las diferentes capas del pavimento.

Con los resultados del análisis dinámico que permite aplicar el número de ejes equivalentes proyectados durante la vida útil del pavimento, se hará una contrastación con la deformación unitaria definidos por algunos criterios de fatiga. Dichos criterios permiten determinar, en forma aproximada, la deformación unitaria admisible en función del número de ejes equivalentes de diseño y de la materialidad de la capa. Las deformaciones unitarias a comparar son la deformación horizontal (ϵ_h) producida en la fibra inferior de la capa asfáltica y la deformación vertical (ϵ_z) producida sobre la subrasante.

Como ya se mencionó anteriormente, la determinación de esfuerzos y deformaciones se realizará mediante el programa RS2 de la empresa Rocscience de Vancouver, Canadá, que, utilizando el método de los elementos finitos y un comportamiento elasto – plástico de los materiales, permite estimar de manera muy aproximada los esfuerzos y deformaciones que se producen en un semi – espacio continuo, solicitado por peso propio y por cargas externas.

6.1 Descripción del Software RS2

El software RS2, versión 9.7, trabaja con elementos triangulares o cuadrangulares de número de nodos variable y permite considerar un comportamiento simple de tipo elástico o un comportamiento más avanzado como es el elasto – plástico que representa mejor a los materiales considerados en la ingeniería de pavimentos. RS2 permite analizar pavimentos de varias capas el cual están definidas por su espesor, propiedades mecánicas y elasto-plásticas. En el caso de estudio, el Tramo N°2, su estructura está compuesta por 6 capas.

Este programa actúa en 3 etapas principales:

- La primera etapa es la modelación de la estructura, por lo cual es la fase del proceso en el que se ingresan las dimensiones de la estructura, las fuerzas o presiones externas, las condiciones de borde, las propiedades mecánicas de los materiales como también el tipo y densidad de la grilla. En la Figura 6.1 se muestra el modelo estructural del pavimento el cual la grilla es de tipo triangular, está formada por elementos triangulares:

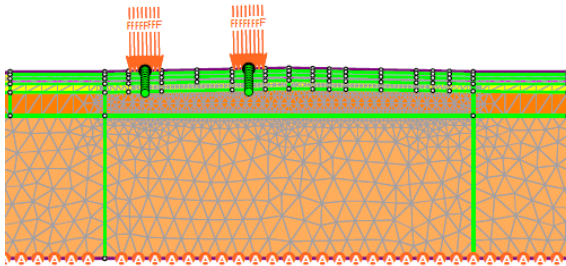


Figura 6.1 – Modelo de una sección de pavimento, utilizando una malla de elementos triangulares y nodos, Fuente: Propia

- La segunda etapa corresponde al cálculo de la estructura de los elementos finitos, en palabras coloquiales, en esta etapa se hace “correr” el software.
- Una vez ejecutado el modelo y calculados los esfuerzos internos en los elementos que componen la grilla, se realiza la tercera etapa, la que corresponde a la interpretación de los resultados obtenidos tales como: los esfuerzos principales (σ_1, σ_3 y σ_2), la trayectoria de esfuerzos, las deformaciones, los factores de seguridad, entre otros.

En RS2, los esfuerzos principales corresponden a los mayores esfuerzos que actúan sobre el elemento y se hallan por medio de una rotación de coordenadas, donde se cumple la condición $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ y en el ángulo de rotación en el que el esfuerzo de corte es nulo.

Una manera de visualizar los resultados obtenidos es a través de isocontornos, tal como se muestra en la Figura 6.2:

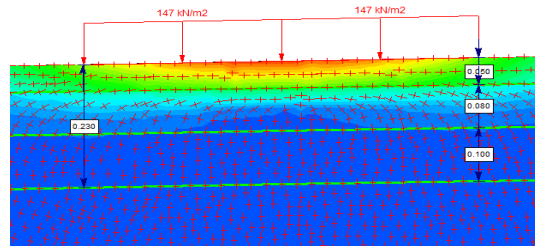


Figura 6.2 – Isocontornos del esfuerzo principal σ y su trayectoria, experimentado en el pavimento, Fuente: Propia.

6.1.1 Modelo constitutivo utilizado en el software RS2

El software RS2 utiliza el modelo constitutivo Mohr - Coulomb en el análisis de geo - materiales y en partículas de suelo. La especificación de este modelo y su criterio de fluencia se basa en la hipótesis de Coulomb, el cual postula un comportamiento lineal entre el esfuerzo de corte sobre un plano y el esfuerzo normal sobre el mismo. La ecuación constitutiva que gobierna este comportamiento es la Ecuación 6.1:

$$\tau = c - \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (\text{Ecuación 6.1})$$

Donde τ es el esfuerzo de corte, σ es el esfuerzo normal, φ es el ángulo de fricción interna y c es la cohesión.

Combinando el criterio de Coulomb con la representación de esfuerzos del círculo de Mohr y considerando los estados de esfuerzos admisibles de Mohr – Coulomb, los esfuerzos principales pueden ser expresados con la Ecuación 6.2:

$$\frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi) - c \cdot \cos \varphi = 0 \quad (\text{Ecuación 6.2})$$

Donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente.

En el RS2 se aceptan valores “peak” y residuales para la cohesión y ángulo de fricción, esto significa que, una vez iniciada la fluencia, la resistencia cae de su estado máximo a uno residual. Para este trabajo de título se consideró el mismo valor peak y residual, donde el modelo Mohr – Coulomb tiene un comportamiento elástico – plástico – perfecto, en el cual se puede observar que las deformaciones crecen de manera indefinida a tensión constante igual al límite de fluencia, como se presenta en el gráfico de la siguiente Figura 6.3:

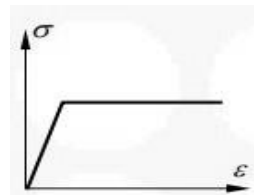


Figura 6.3 – Curva de tensión – deformación, elasto – plástico perfecto.

6.2 Datos de entrada para el software RS2

Como se mencionó el software trabaja con las propiedades mecánicas de los materiales. Los datos de entrada para este programa son los siguientes:

- Peso unitario (γ), puede ser seco, húmedo o saturado
- Resistencia a la tracción
- Ángulo de fricción (ϕ), efectivo
- Cohesión (c), efectiva
- Razón de Poisson (ν)
- Módulo de Elasticidad (E)

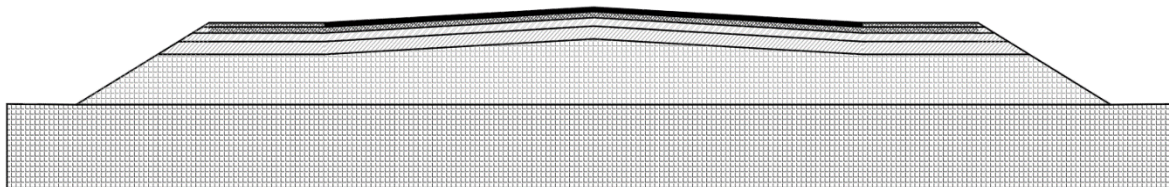
Algunos de los parámetros antes mencionados no son fáciles de determinar, como es el caso de las constantes elásticas de una carpeta de concreto asfáltico, para los cuales existen valores referenciales recomendados por el Código de Normas y Especificaciones técnicas de Obras de Pavimentación del MINVU (Ministerio de Vivienda y Urbanismo), que pueden ser utilizados sin incurrir en errores importantes si se considera que el rango de deformaciones al ser aceptado estará, generalmente, dentro del rango elástico.

Con respecto a los parámetros de resistencia al corte de todos los materiales en general, se adoptaron valores medios probables en función de la clasificación de los mismos (recurriendo a la clasificación USCS) que permite contar con magnitudes representativas, considerando no sólo la clasificación sino también la forma de las partículas. Así, para las capas asfálticas, de base y subbase, se consideraron partículas angulosas y se adoptaron valores más altos; en cambio para la subrasante se consideraron partículas redondeadas a sub – redondeadas adoptando valores más bajos.

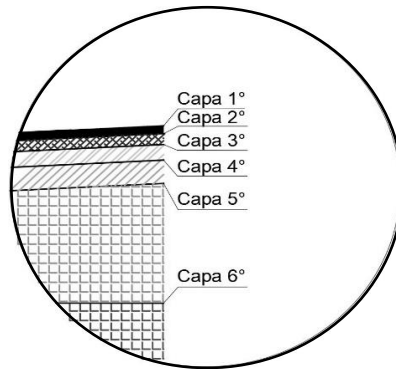
6.2.1 Datos de la estructura de pavimento seleccionada

La estructura de pavimento a analizar es la del caso más desfavorable, en este caso la del tramo de Casablanca, Tramo N°2.

De acuerdo a la información proporcionada por la empresa concesionaria Sociedad Rutas del Pacífico, Vías Chile, de Abertis Autopistas Chile Ltda. La estructura de pavimento, que coloquialmente se le denomina “paquete estructural”, de dicho tramo es la que se muestra de forma esquemática en la Figura 6.4:



a) Esquema de la Estructura del pavimento



b) Detalle donde se especifican las capas de la estructura de pavimento

Figura 6.4 – Estructura del pavimento del tramo Casablanca, Fuente: Sociedad Rutas del Pacífico, Vías Chile, de Abertis Autopistas Chile Ltda.

Las características y los espesores de las diferentes capas de la estructura de pavimento se detallan en la Tabla 6.1:

Tabla 6.1 – Espesores y características de cada capa.

Capa	Características de la capa	Espesor [cm]
1°	Concreto Asfáltico superior con Estabilidad Marshal de 9000 [N].	5
2°	Concreto Asfáltico intermedio con Estabilidad Marshal de 8000 [N].	8
3°	Concreto Asfáltico graduación gruesa con Estabilidad Marshal de 6000 [N].	10
4°	Base Granular con CBR de 80%.	16
5°	Subrasante con CBR de 20% (mejorada).	No especificado
6°	Subrasante con CBR de 6% (suelta)	No especificado

Fuente: Sociedad Rutas del Pacífico, Vías Chile, de Abertis Autopistas Chile Ltda.

A los datos anteriores se adiciona los parámetros físicos y mecánicos de los materiales de las diferentes capas del pavimento, los que se detallan en la Tabla 6.2:

Tabla 6.2 – Parámetros físicos y mecánicos de cada capa.

Capa	Peso Unitario (γ) [kPa]	Resistencia a la Tracción [kPa]	Ángulo de Fricción (ϕ) [kPa]	Cohesión (c) [kPa]	Módulo de Poisson (ν) [kPa]	Módulo de Elasticidad (E) [MPa]
1	24	600	40	6.000	0,30	8700
2	24	500	40	5.000	0,30	6000
3	23	300	37.5	3.000	0,30	4800
4	22	0.9	35	10	0,25	150
5	19	4	20	35	0,35	45
6	17,5	6	18	60	0,375	25

Fuente: Adaptada del Código de Normas y Especificaciones técnicas de Obras de Pavimentación del MINVU.

6.3 Análisis Estático

Al inicio de este capítulo se mencionó que para este análisis se tomará como ejemplo la carga que produce el eje trasero de un camión tipo, para ello, las cargas externas estarán representadas por un eje tándem, que de acuerdo a las normas de diseño de pavimentos tiene un valor determinado de 18 [Ton] o 180 [KN].

Un eje tándem está constituido por dos ejes articulados al vehículo que forman un dispositivo común, cada uno de estos ejes tiene una longitud de 240 centímetros y está compuesto por un par de ruedas a cada lado, sumando un total de 8 ruedas. Estos distribuyen la carga en condición homogénea sobre cada lado de los ejes articulados que componen un eje tándem. En la Figura 6.5 se muestra las características de un eje tándem:

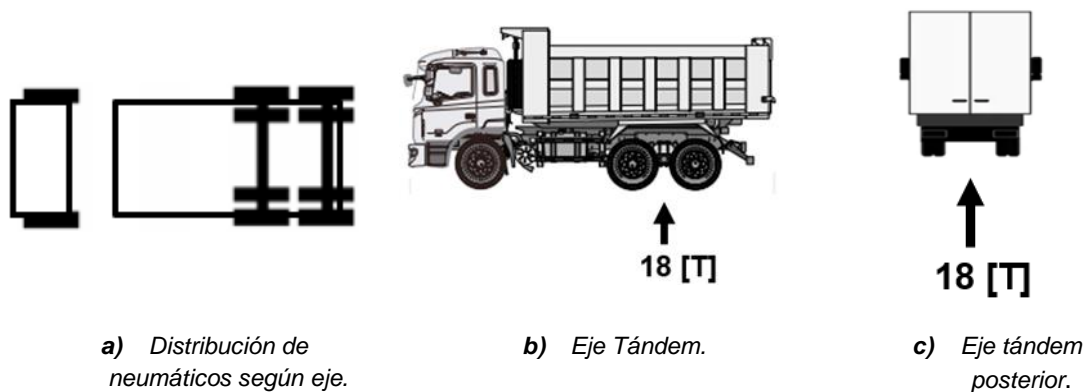


Figura 6.5 – Eje Tándem.

Es importante destacar que el peso de este tipo de eje se encuentra bajo la norma del Decreto Supremo N°158, como lo menciona el Manual de Carretera del año 2019. De acuerdo a dicha disposición legal, el peso máximo del eje tándem, para los vehículos que pueden circular por los caminos públicos de Chile, es de 18 toneladas como máximo.

Las dimensiones y otras características de este tipo de eje están descritas en el Manual de Carreteras del año 2019, el cual se muestra de manera esquemática en la Figura 6.6:

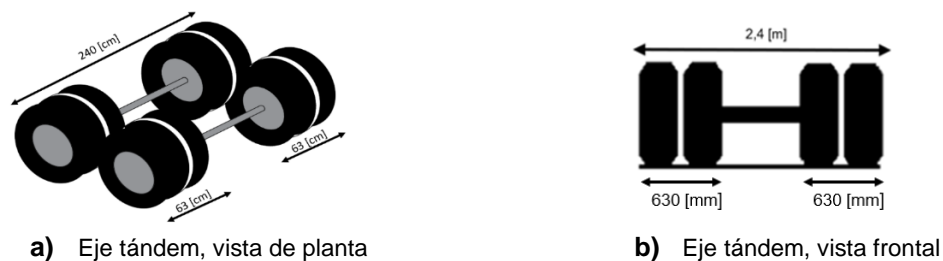


Figura 6.6 – Longitud Eje y Dimensión Ruedas, Fuente: Propia

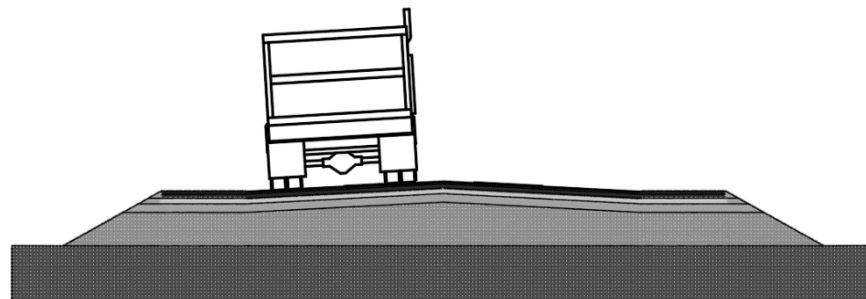
Considerando las características geométricas del eje tipo y la carga total del eje tándem, se obtuvo la presión externa que se ejercerá sobre el pavimento. Dicha presión estimada tiene un valor de 147 kN/m^2 que equivale a la carga que presenta cada lado del eje tándem, resultado de la carga máxima admisible de 18 Ton de acuerdo a la norma.

La magnitud de la carga ejercida sobre el pavimento fue calculada, descargando las 18 toneladas del eje tándem en magnitudes iguales sobre cada conjunto de ruedas, ubicada en ambos lados del eje. Esta magnitud de fuerza fue distribuida en un área que se compone del ancho de dos ruedas (cada rueda tiene un ancho de 315 mm) y considerando una profundidad de un metro, resultando en un esfuerzo sobre la superficie del pavimento de magnitud $14,28 \text{ Ton/m}^2$ o 140 kN/m^2 .

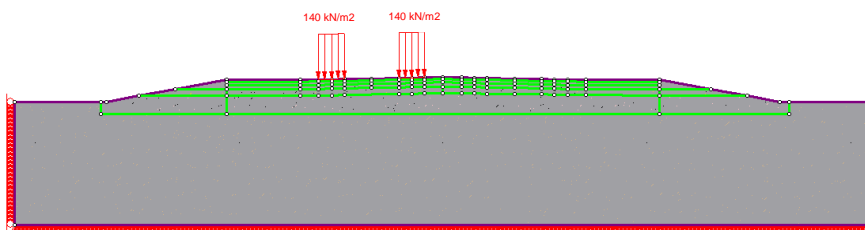
Cabe recordar que se analizará el comportamiento de la carga estática con una sola pista cargada y con ambas pistas cargadas, justificando este análisis en la premisa del comportamiento de dicho pavimento. Para ello se simulará las condiciones del comportamiento de pavimentos y sus capas en razón del esfuerzo provocado por una carga y por dos cargas iguales a la vez.

6.3.1 Caso 1: sólo una pista cargada.

En la Figura 6.7 (a) se muestra de forma esquemática la posición del eje tándem en el pavimento y en (b) la posición de la carga producida por el eje en el pavimento:



a) Sección de pavimento con una pista de la ruta cargada por el eje tipo

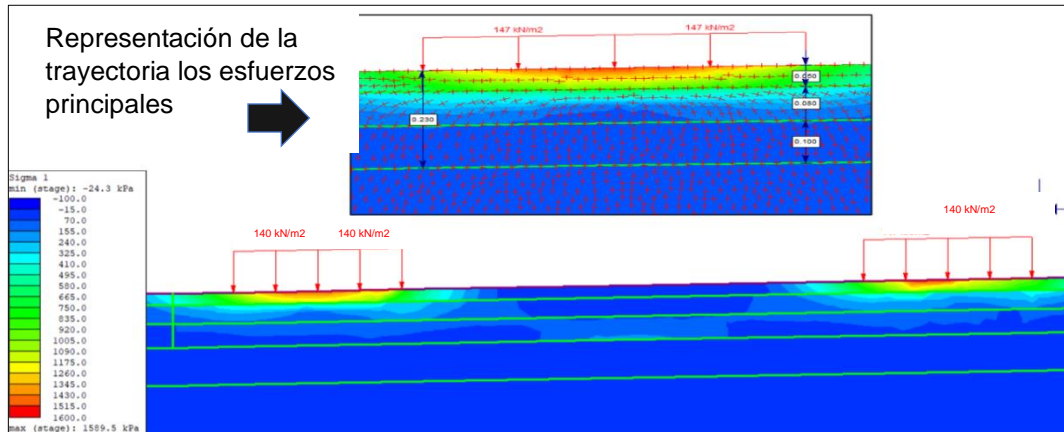


b) Distribución de carga sobre el pavimento de una pista cargada

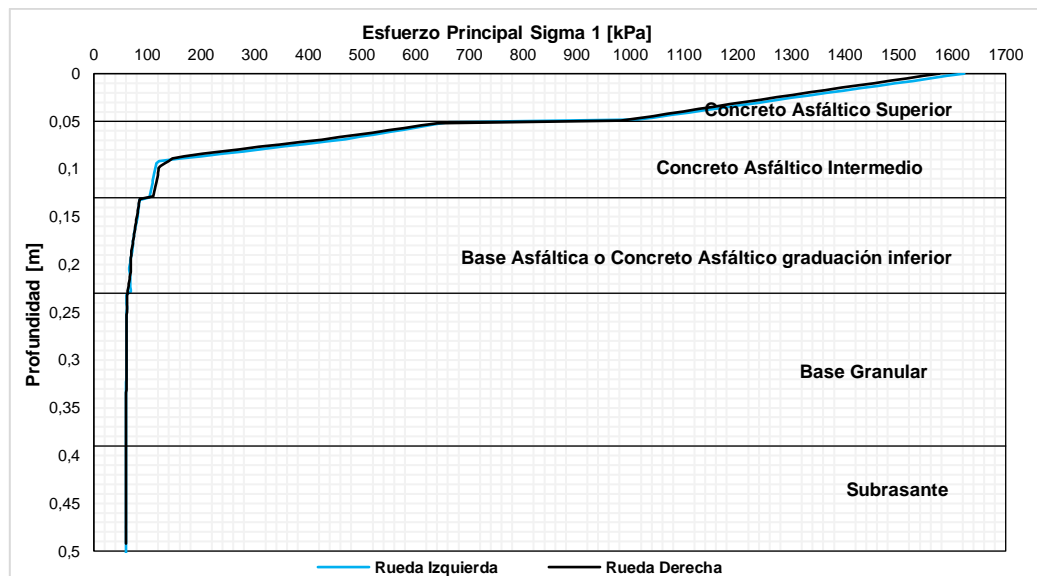
Figura 6.7 – Distribución de carga de una pista cargada, Fuente: Autocad y RS2.

6.3.1.1 Esfuerzo principal mayor σ_1 sobre el pavimento

El esfuerzo de compresión en la estructura de pavimento debido a la carga de un eje tándem se puede ver de manera gráfica representados por los isocontornos correspondientes a un esfuerzo principal mayor, como es el caso del esfuerzo σ_1 , tal como se muestra en la Figura 6.8.



Para un mejor análisis del esfuerzo que genera la carga que ejerce un eje tándem sobre el pavimento, se analiza el esfuerzo existente bajo el centro de cada conjunto de ruedas. Este análisis corresponde al comportamiento estructural de las capas del pavimento, es decir, la medición del esfuerzo principal mayor σ_1 a una profundidad aproximada de 50 centímetros. Esta relación del esfuerzo mayor versus la profundidad del pavimento se muestra en el gráfico de la Figura 6.9:



El gráfico de la Figura 6.10 representa los esfuerzos generados en cada una de las capas de pavimento a lo largo la sección transversal de la pista, producto de la carga que genera un eje tándem sobre el pavimento.

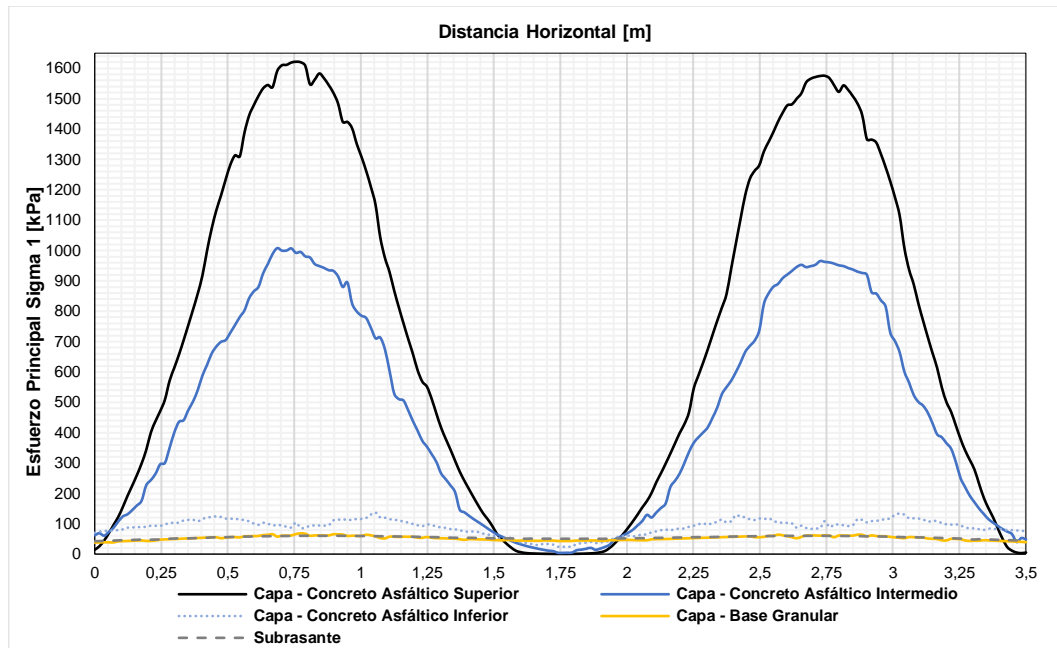


Figura 6.10 – Esfuerzo principal σ_1 experimentado en la fibra superior de cada capa, una sola vía cargada, Fuente: Propia

Este gráfico de la Figura 6.11 representa los esfuerzos generados en las dos últimas capas de pavimento, la base granular y subrasante, debido a que son las capas que experimentan una menor concentración de esfuerzos.

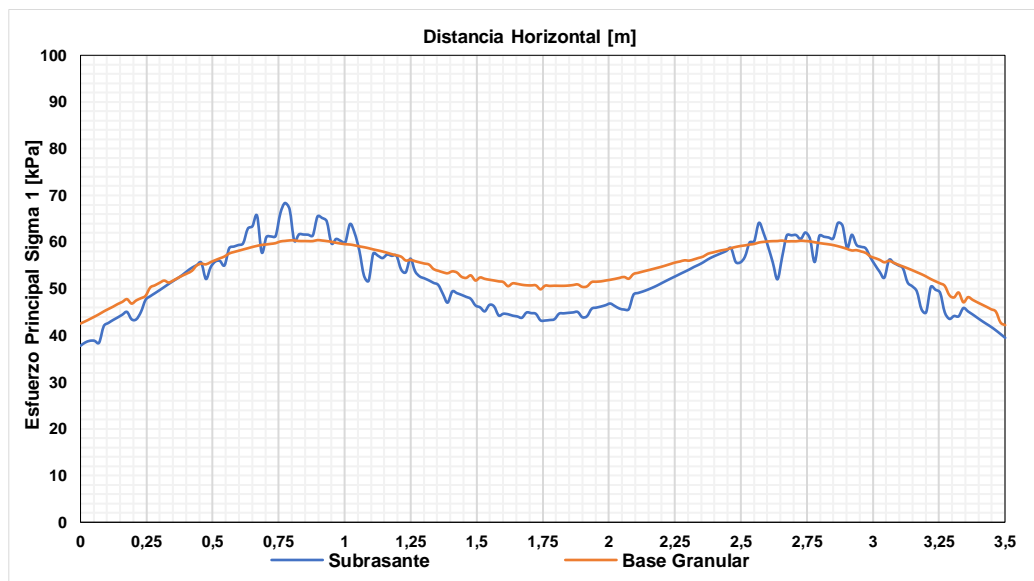


Figura 6.11 – Esfuerzo principal σ_1 , experimentado en la fibra superior de Base Granular y Subrasante, una sola vía cargada, Fuente: Propia

Las Figuras 6.9, 6.10 y 6.11 permiten conocer el comportamiento estructural de las capas de pavimento a lo largo de la sección transversal de la pista, a 3,5 metros desde el borde de la calzada, producto de la carga que genera por un eje tándem sobre el pavimento.

6.3.1.1.1 Análisis esfuerzo principal mayor σ_1

Entendiendo los niveles de esfuerzos que se generan en cada una de las capas del pavimento y como estas son capaces de trabajar como una sola estructura, podemos establecer el siguiente comportamiento:

- De la imagen de la Figura 6.8 que representa la trayectoria de los esfuerzos principales, se observa que la inclinación de los esfuerzos varía con la profundidad y el material donde se desarrollan como efecto de las propiedades mecánicas, variables que modifican la forma como se distribuyen y disipan los esfuerzos aplicados. La inclinación varía desde el contacto de los neumáticos con la superficie del pavimento, donde los esfuerzos principales son horizontales hasta la cara inferior de la carpeta. En el contacto con la segunda capa asfáltica se produce una rotación de los planos principales, cambiando la orientación del esfuerzo principal a una casi vertical. Es decir, en dicho contacto se produce una concentración de esfuerzos de corte que pueden ser importantes.
- Del gráfico de la Figura 6.9 se puede observar que aproximadamente en el eje central de la segunda capa asfáltica (concreto asfáltico intermedio), a 10 centímetros de la superficie del pavimento, se origina una variación del comportamiento lineal de esfuerzos. Esto se produce ya que en este punto se desarrolla la transición de esfuerzos de compresión a esfuerzos de tracción en dirección de los ejes principales (σ_3), es decir, desde este punto las capas asfálticas empiezan a experimentar esfuerzos de tracción horizontal en sus fibras producto de la carga.
- Del gráfico de la Figura 6.10 se observa que aproximadamente a 1,75 metros del eje de la calzada, en el eje central de la pista, las capas superiores no experimentan esfuerzos en la dirección del esfuerzo principal s_1 , sin embargo, en las capas más profundas como la base granular y la subrasante se producen pequeños esfuerzos, posiblemente atribuible al peso propio que ejercen las capas asfálticas sobre éstas.
- Del gráfico de la Figura 6.11 se observa que, en las capas más profundas, como la tercera capa asfáltica (concreto asfáltico inferior), base granular y subrasante, al compararlas con las capas superiores, el esfuerzo de compresión experimentado se mantiene constante a lo largo de toda la longitud de la sección transversal de la pista.
- Analizando la estructura en función de la profundidad y a lo largo de la sección transversal de la pista, revela que el esfuerzo que predomina en la superficie del pavimento es de compresión y en sentido horizontal, además se observa que la disipación de esfuerzos generada bajo cada conjunto de ruedas es muy similar, resultando el siguiente porcentaje de disipación de esfuerzos producido en cada capa:

- ✓ La capa de concreto asfáltico superior con un módulo de elasticidad de 8.700 [MPa] y espesor de 5 centímetros, disipa **38.27%** del esfuerzo de compresión generado.
 - ✓ La capa de concreto asfáltico intermedio con un módulo de elasticidad de 6.000 [MPa] y espesor de 8 centímetros, disipa **54.5%** del esfuerzo de compresión generado.
 - ✓ La capa de concreto asfáltico de graduación inferior o base asfáltica con un módulo de elasticidad 4.800 [MPa] y espesor de 10 centímetros, disipa solo **2.4%** del esfuerzo de compresión generado.
 - ✓ La base granular con un módulo de elasticidad de 150 [MPa] y espesor de 16 centímetros, prácticamente no disipa esfuerzo y solo experimenta el **4.4%** del esfuerzo generado. Esto se atribuye al incremento de profundidad y al gran porcentaje de disipación de esfuerzos producido por las capas asfálticas superiores.
 - ✓ La subrasante solo experimenta el **3.8%** del esfuerzo de compresión generado, puesto que al estar en profundidad se puede deducir que solo experimenta el esfuerzo inducido por el propio peso del pavimento (peso que ejercen las capas superiores).
- Las dos capas superiores del pavimento (concreto asfáltico superior y concreto asfáltico intermedio) al ser de un material de mejor calidad y una mayor rigidez, son las capas estructurales que disipan el mayor porcentaje del esfuerzo de compresión, disipando **92.77%** del total.
 - La capa en contacto directo con el conjunto de neumáticos de ambos lados del eje y de mejor calidad es la carpeta asfáltica. Pero no es la que produce el mayor porcentaje de disipación de esfuerzos, la que produce mayor disipación es la segunda capa asfáltica (concreto asfáltico intermedio), disipando el **54.5%**. Esto se puede atribuir a que el espesor utilizado en el diseño de la capa superior es el mínimo permitido por el Manual de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas.

6.3.1.2 Esfuerzo principal menor σ_3 sobre el pavimento

En la Figura 6.12 se muestra la representación de los isocontornos correspondientes al esfuerzo principal menor σ_3 :

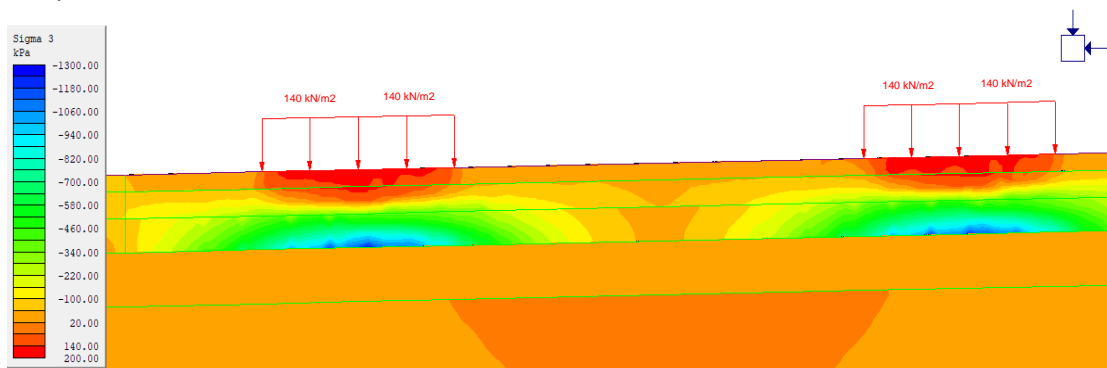


Figura 6.12 – Esfuerzo Principal σ_3 con una vía cargada, Fuente: RS2

Para tener un mejor análisis del esfuerzo que genera la carga que ejerce un eje tándem sobre el pavimento, se analizará el esfuerzo existente bajo el centro de cada conjunto de ruedas. Por lo que se presentarán dos gráficos que detallan el comportamiento del esfuerzo principal σ_3 . El gráfico de la Figura 6.13 y Figura 6.14 complementan la información entregada en la Figura 6.9, representando el esfuerzo principal σ_3 que experimentan las capas del pavimento bajo cada conjunto de ruedas, en función de la profundidad y la longitud transversal, desde el borde izquierdo de la calzada hasta el eje central del pavimento, a una distancia de 3.5 metros.

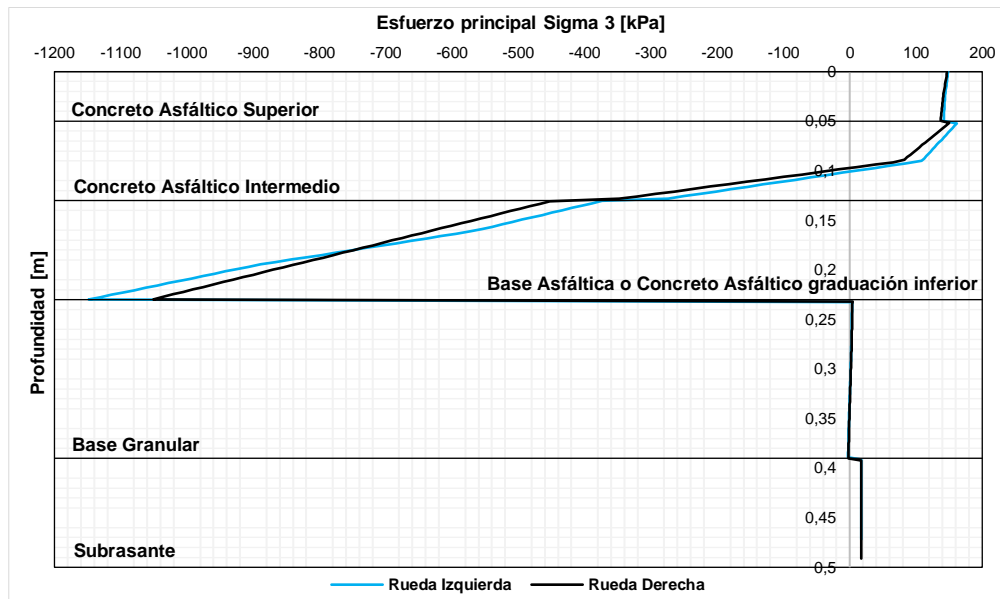


Figura 6.13 – Esfuerzo principal σ_3 , bajo cada conjunto de neumáticos, una sola vía cargada, Fuente: Propia

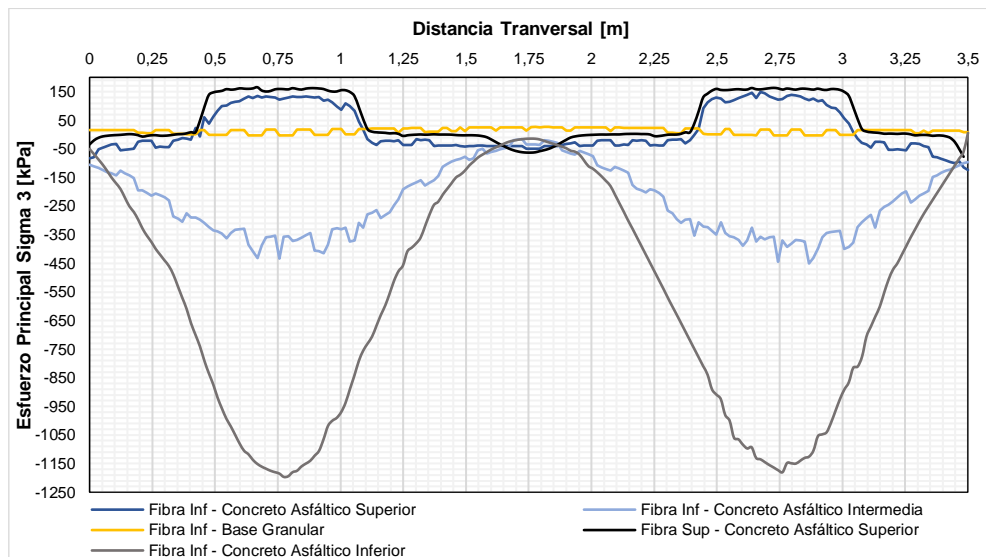


Figura 6.14 – Esfuerzo principal σ_3 , experimentado en la fibra superior de cada capa, una sola vía cargada, Fuente: Propia

6.3.1.2.1 Análisis esfuerzo principal menor σ_3

La interpretación de las tres figuras anteriormente analizadas, 6.12, 6.13 y 6.14, permite comprender en general el comportamiento del esfuerzo principal σ_3 en el pavimento, como también el esfuerzo de cada una de sus capas. Según la interpretación se puede señalar que el sentido predominante de este esfuerzo en las capas asfálticas es de tracción. el cual cumple una función fundamental en el análisis de esfuerzos de las capas asfálticas, debido que la principal falla en ellas es producto de un exceso de tracción en su base.

Con el fin de comprender el comportamiento del esfuerzo principal menor (σ_3), es necesario analizar el comportamiento de cada una de las capas del pavimento:

➤ **Capa asfáltica superior**

- Se puede señalar que la carga que ejerce el eje tándem hace que toda esta capa esté en compresión, donde su máxima compresión se genera en su fibra superior, en la superficie del pavimento, con una magnitud aproximada de 150 kPa en la zona de contacto entre ambas las ruedas y esta capa, y se va disipando rápidamente a medida que el punto se aleja del centro aplicación de la carga, como se observa en la Figura 6.14.

➤ **Capa asfáltica intermedia**

- Producto de la carga impuesta por el eje tándem, el esfuerzo generado experimenta un comportamiento aleatorio, pasando según el punto de estudio y la profundidad de análisis, de un esfuerzo de compresión a uno de tracción, aproximadamente en el eje central de esta capa, a 10 centímetros de la superficie como se observa en la Figura 6.13. Desde este punto las capas asfálticas empiezan a experimentar esfuerzos de tracción en todo su espesor.
- El máximo esfuerzo de tracción que presenta esta capa se produce en la cara inferior, bajo cada conjunto de ruedas con una magnitud aproximada de 450 kPa.

➤ **Capa asfáltica inferior o base asfáltica**

- Debido al comportamiento estructural del pavimento, esta capa es la que experimenta el máximo esfuerzo de tracción de la sección, con una magnitud aproximada de 1196 [kPa] a la profundidad de 23 centímetros del conjunto de ruedas izquierdo y 1170 kPa a la misma profundidad del conjunto de ruedas derecho. Notar que el esfuerzo presente en esta capa sobrelleva incremento del 62% del esfuerzo que experimenta la capa anterior, producido en la cara inferior de la capa y se disipa de manera considerable a medida que la acción de carga se aleja como se observa en la Figura 6.14.
- En la interfaz de esta capa y la base granular, a 23 centímetros de la superficie, la sección bajo cada conjunto de ruedas experimenta un cambio en el sentido de la

fuerza, variando de un esfuerzo de tracción a un esfuerzo de compresión como se observa en la Figura 6.13.

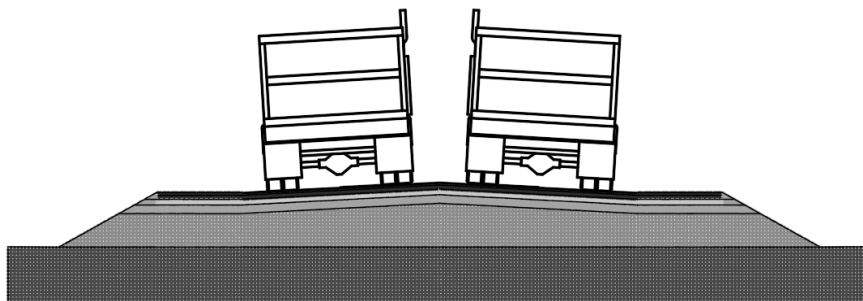
➤ **Base granular y subrasante**

- La base granular y la subrasante experimentan esfuerzos de compresión horizontal con magnitudes despreciables. Debido a la profundidad en que se encuentran estas capas, solo son capaces de experimentar el esfuerzo que induce el peso propio de las capas superiores, no presentando esfuerzos producto de la carga que induce el eje tándem sobre el pavimento.
- De lo anterior, se observa que la magnitud de esfuerzos que experimentan estas capas se mantienen constante a lo largo de la sección transversal de la pista, como se presenta en la Figura 6.14. Esto se debe a que estas capas no alcanzan experimentar los esfuerzos que induce un eje tándem sobre el pavimento producto de la disipación de esfuerzos que generan las capas asfálticas.

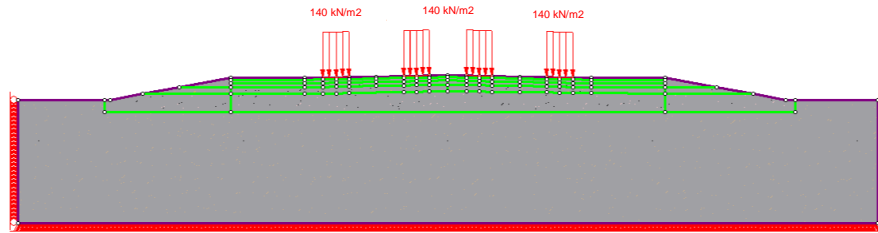
Por otro lado, es irrefutable la existencia de un vínculo en el comportamiento complejo de las capas al comprenderlas como un todo, dado que, en el eje central de la pista a 1,75 metros del borde de la calzada, las capas asfálticas experimentan pequeños esfuerzos de tracción. Esto es atribuible a que el pavimento al estar cargado en ambos extremos de la pista induce en él una flexión, generando un estiramiento de las capas en el eje central de la pista, como se presenta en la Figura 6.14.

6.3.2 Caso 2: ambas pistas cargadas

Como se mencionó anteriormente, en este caso se analizará el comportamiento estructural del tramo seleccionado para las 2 condiciones de carga (una pista y ambas pistas cargadas), centrando el análisis en la sección de pavimento bajo el conjunto de ruedas que presente una mayor variación de esfuerzos. Para dar una mejor interpretación del análisis, detallamos que los cálculos corresponden a la misma sección de pavimento, pero comparando los resultados de esta, cuando tiene solo una pista cargada y cuando están ambas cargadas.



a) Sección de pavimento con ambas pistas cargadas

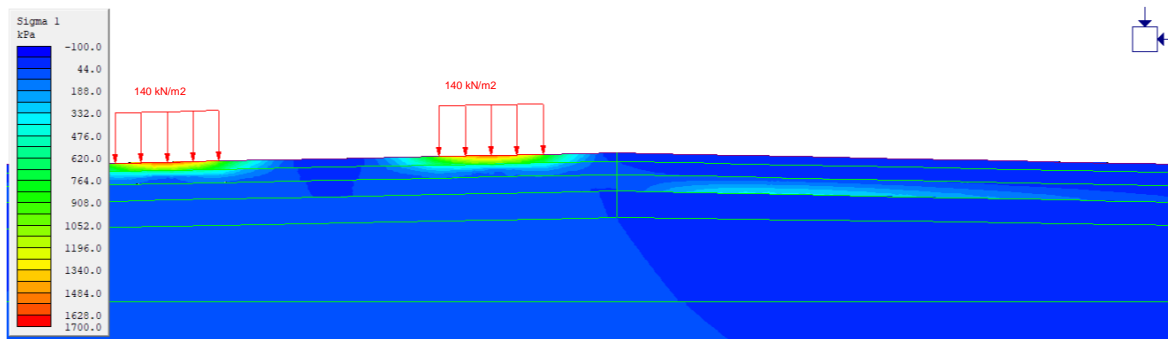


b) Distribución de carga sobre el pavimento con ambas pistas cargadas

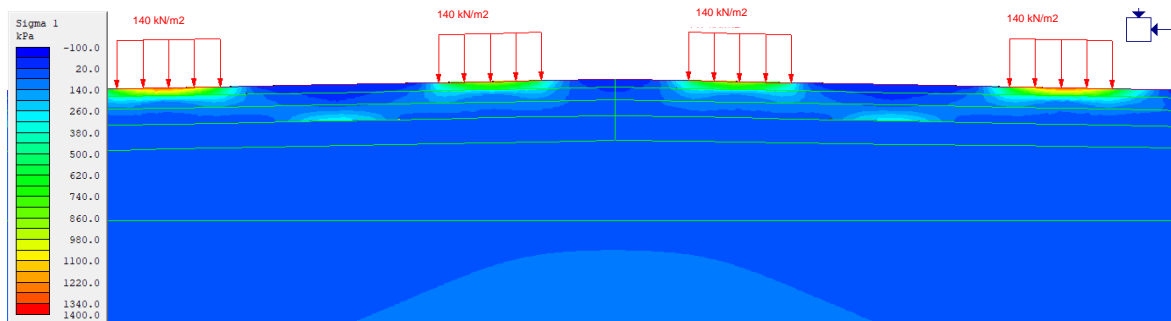
Figura 6.15 – Distribución de carga de ambas pistas cargadas, Fuente: Autocad y RS2.

6.3.2.1 Esfuerzo principal σ_1 sobre el pavimento

En la Figura 6.16 se muestra la representación de los isocontornos correspondientes al esfuerzo principal mayor σ_1 , al estar una pista cargada y ambas pistas cargadas.



a) Solo una pista cargada



b) Ambas pistas cargadas

Figura 6.16 – Esfuerzo Principal σ_1 , Fuente: Propia

Al analizar las secciones del pavimento bajo cada conjunto de ruedas se observa que la secciones que experimentan una mayor variación de esfuerzos al pasar de una pista a ambas pistas cargadas, son aquellas que se encuentran más cercanas al eje central de la calzada, por lo que ésta será la sección a analizar. Notar que la estructura de pavimento al ser simétrica genera que los esfuerzos experimentados bajo estos conjuntos de ruedas sean idénticos.

El gráfico de la Figura 6.17 representa el esfuerzo principal σ_1 de la sección de pavimento bajo el conjunto de ruedas con mayor variación de esfuerzos, al pasar de una condición de carga (una pista cargada) a la otra (ambas pistas cargadas), en función de la profundidad.

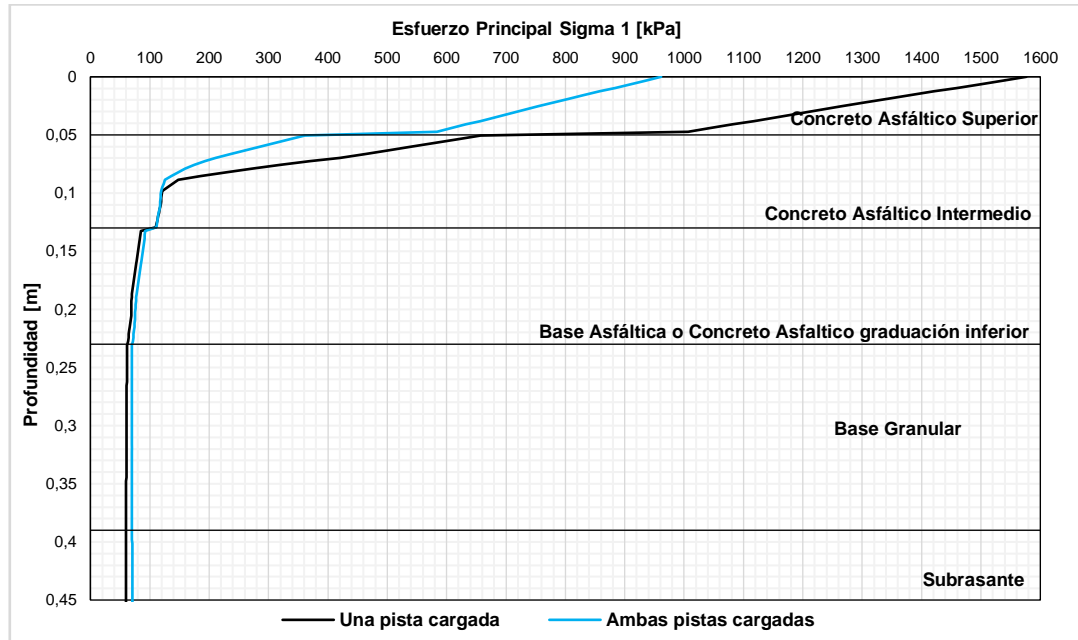


Figura 6.17 – Esfuerzo principal σ_1 bajo par de ruedas, en función de la profundidad, Fuente: Propia.

6.3.2.1.1 Análisis Esfuerzo Principal Mayor σ_1

Del gráfico de la Figura 6.17 se observa que:

- La zona de contacto entre el conjunto de ruedas seleccionado y la superficie de esta capa, al estar una pista cargada experimenta un esfuerzo de máximo de compresión horizontal de una magnitud de 1576 kPa, por otra parte, la misma sección al estar ambas cargadas experimenta una magnitud de 961 kPa, generando una disipación de **39,4%** del esfuerzo producido, el que se mantiene constante hasta el eje central de la segunda capa asfáltica. La reducción de esfuerzos se produce debido a que existe una redistribución de esfuerzos horizontales en compresión producto de la carga que impone tener la segunda pista cargada.
- Producto de la disipación de esfuerzos que generan las dos capas superiores, desde el contacto con la carga hasta el eje central de la segunda capa asfáltica, provocan que el comportamiento estructural de las capas inferiores (base granular y subrasante) en ambas condiciones de carga sea muy similar, solo experimentado una diferencia de esfuerzos del **0,63%**. Esto indica que independiente de la condición de carga (una o ambas pistas cargadas) las capas más profundas bajo el conjunto de ruedas seleccionado presentaran el mismo comportamiento.

6.3.2.2 Esfuerzo Principal Menor σ_3 Sobre el Pavimento σ_3

En la Figura 6.18 se muestra la representación de los isocontornos correspondientes al esfuerzo principal mayor σ_3 , al estar una pista cargada y ambas pistas cargadas:

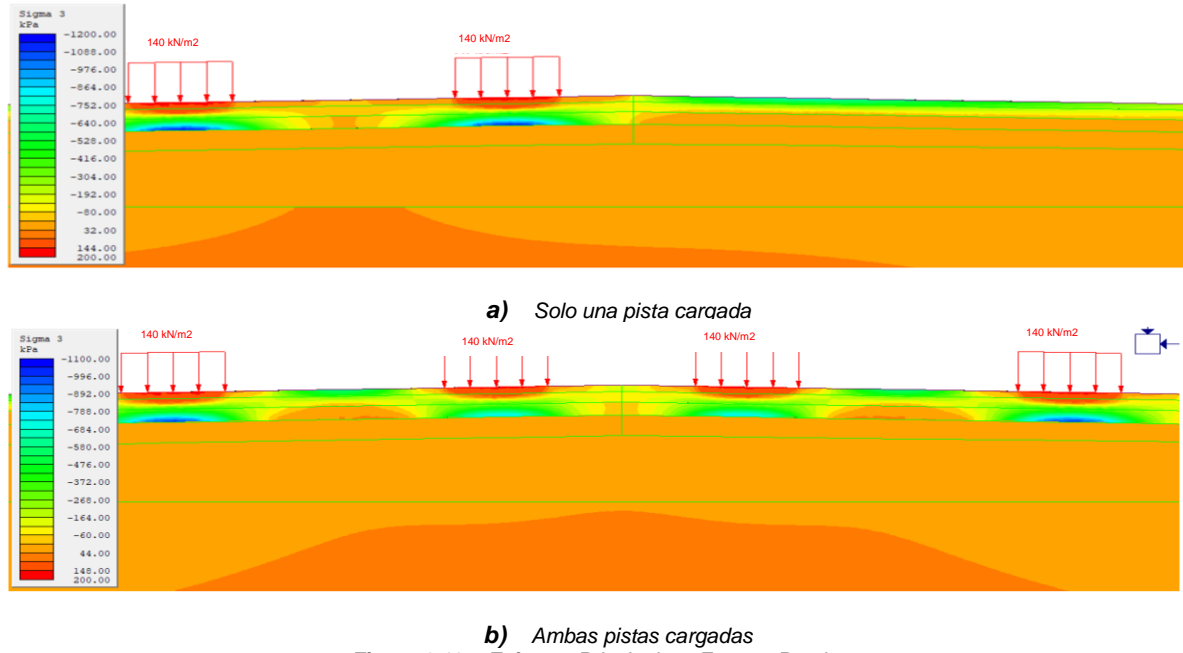


Figura 6.18 – Esfuerzo Principal σ_3 , Fuente: Propia

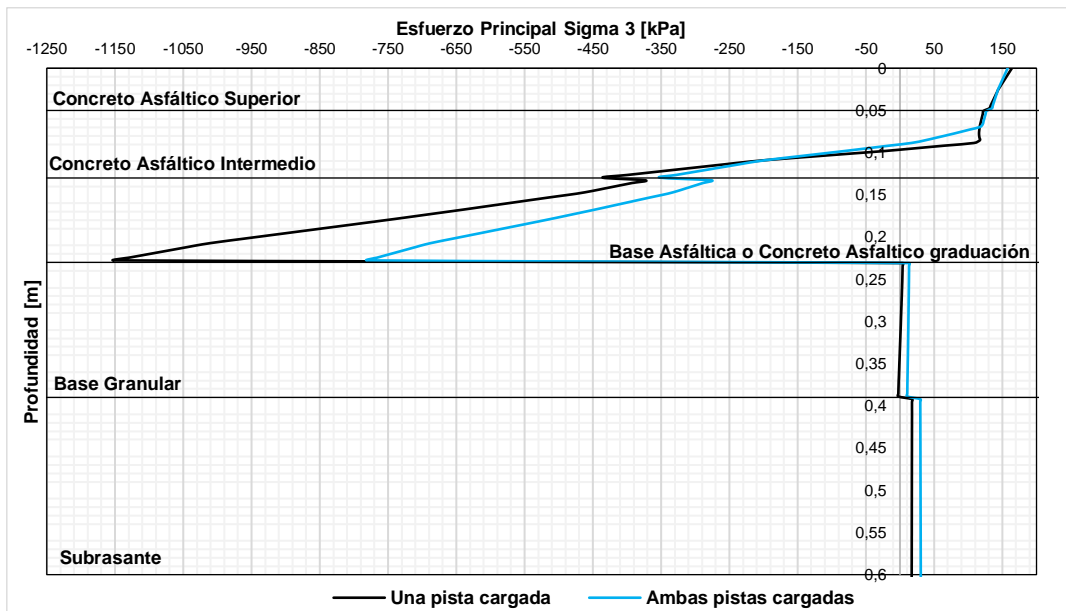


Figura 6.19 – Esfuerzo principal menor σ_3 , con ambas pistas cargadas, bajo el par de neumáticos seleccionado Fuente: Propia

El gráfico de la figura anterior representa el esfuerzo principal σ_3 de la sección de pavimento bajo el conjunto de ruedas con mayor variación de esfuerzos, en ambas condiciones de cargas, en función de la profundidad.

6.3.2.2.1 Análisis Esfuerzo Principal Menor σ_3

Del gráfico de la Figura 6.19 se observa que:

- El comportamiento estructural en la capa superior en ambas condiciones de carga es muy similar entre sí, experimentando una concentración de esfuerzos de 150 [kPa] de compresión vertical que va decreciendo de igual manera en ambas condiciones de carga a medida que aumenta la profundidad.
- El máximo esfuerzo de tracción horizontal en ambas condiciones de carga se produce en la cara inferior de la tercera capa asfáltica, con una magnitud de 1150 kPa al estar una pista cargada y 750 kPa al estar ambas pistas cargadas, generando una disipación de esfuerzos de **33%**. Esta reducción de esfuerzos se produce debido a la superposición de esfuerzos que genera una segunda carga sobre el pavimento, ya que esta genera esfuerzos horizontales en la misma dirección, pero en sentido contrario, disminuyendo la magnitud de la carga.
- La base granular y subrasante experimentan un aumento de los esfuerzos de compresión horizontal al pasar de una pista cargada a tener ambas pistas cargadas, generando una variación en el comportamiento de estas capas prácticamente paralela:
 - **Solo una pista cargada:** El esfuerzo de compresión horizontal experimentado en la superficie de la base granular tiene una magnitud aproximada de 1,26 [kPa] y en la superficie de la subrasante mejorada una magnitud de 17,57 [kPa].
 - **Ambas pistas cargadas:** En esta condición de carga el esfuerzo de compresión horizontal presente en la superficie de la base granular tiene una magnitud aproximada de 12 [kPa] generando un aumento del esfuerzo en un 90% y en la superficie de la subrasante mejorada una magnitud de 29,7 [kPa] equivalente a un aumento del **40%** de esfuerzo generado en la superficie de la subrasante.

Este aumento del esfuerzo horizontal se produce debido a que tener una carga extra sobre el pavimento, este genere mayores concentraciones de esfuerzos horizontales

6.3.3 Análisis Dinámico

En esta sección del capítulo, se realizará la verificación de deformaciones unitarias de las diferentes capas que componen la estructura del pavimento del tramo más desfavorable (Casablanca) para las condiciones del diseño original y observar si el diseño cumple con las deformaciones admisibles propuestas por las ecuaciones de criterio de fatiga.

La verificación se llevará a cabo mediante la comparación de los resultados obtenidos del análisis dinámico, realizado a través del software RS2 con los resultados criterios de fatiga y/o modelos de deterioro.

Para la verificación de las capas asfálticas y la subrasante, se debe realizar un análisis dinámico, capaz de representar la proyección del tránsito vehicular estimado de la vida útil del diseño original del pavimento. El análisis se realiza aplicando una carga dinámica sobre la sección de pavimento que se desea estudiar cómo se presenta en la Figura 6.20:

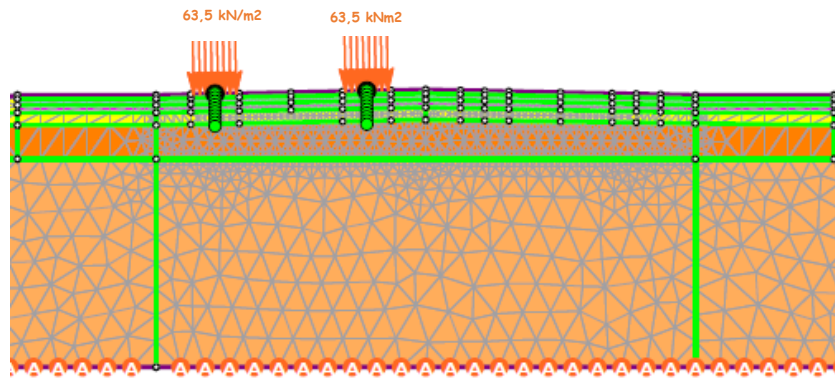


Figura 6.20 – Simulación en el software RS2 de la repetición de un eje equivalente sobre la sección de pavimento, una pista cargada, Fuente: Propia

Este análisis debe representar el número de pasadas de un eje equivalente proyectado en la vida útil de diseño del pavimento, puesto que las ecuaciones de criterio de falla determinan las deformaciones admisibles en función del número de ejes equivalentes. Las deformaciones son obtenidas a través de ensayos empíricos, reproduciendo el número de ejes equivalentes mediante la repetición de un ciclo de carga, ejercido por una rueda en ciertas condiciones de velocidad y peso hasta que se produce la falla en la respectiva capa [26].

Cabe recordar que el software RS2 no es un programa utilizado para el análisis y diseño de pavimentos, por lo que se debió adaptar para representar el número de pasadas utilizando una carga dinámica de impacto. El RS2 requiere la magnitud de la carga y la frecuencia con la que ésta es aplicada, por lo tanto, el número de pasadas se representa mediante la carga dinámica de impacto correspondiente a 80 kN sobre la superficie del pavimento, que simboliza a un eje simple o eje equivalente. La frecuencia de esta carga aplicada se obtiene por medio del cociente del número total de ejes equivalentes de diseño, en este caso 68.600.000 EE, y el tiempo de diseño del tramo seleccionado, 20 años.

6.3.3.1 Criterios de Fatiga

6.3.3.1.1 Criterio de Falla por Fatiga del Concreto Asfáltico

El agrietamiento de la mezcla asfáltica por fatiga ha sido reconocido como una de las principales formas de daño estructural en los pavimentos asfálticos. Es por esto que se han desarrollado criterios de fatiga o falla para controlar el agrietamiento en las mezclas asfálticas durante su vida útil. De esta forma se puede correlacionar la deformación admisible en la última fibra de la capa asfáltica con el número de ciclos (N_f) para un periodo determinado [27].

Como forma general de los criterios de fatiga para la deformación de la cara inferior de la capa asfáltica, es la que presenta en la Ecuación 6.3:

$$N_f = k_1 * \epsilon^{k_2} * E^{k_3} \quad (\text{Ecuación 6.3})$$

donde

k_1, k_2, k_3 : constantes de calibración

E: módulo de la capa asfáltica (en MPa)

ϵ : deformación unitaria horizontal en la base de la capa asfáltica

N_f : tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes acumulados de 80 kN.

Para el presente trabajo de título se utilizarán las ecuaciones de criterio de falla de los siguientes autores:

➤ **Finn et El**

$$\text{Log}(N_f) = 15.947 - 3.291 \log\left(\frac{\epsilon_t}{10^{-6}}\right) - 0.854 \log\left(\frac{E}{10^3}\right) \quad (\text{Ecuación 6.4})$$

donde

E: módulo de la capa asfáltica (en PSI)

➤ **Shell**

$$\epsilon_t = (0.856 * V_{bit} + 1.08) * E_{mix}^{-0.36} * \left(\frac{N}{K}\right)^{-0.2} \quad (\text{Ecuación 6.5})$$

donde

V_b : porcentaje en volumen de asfalto de la mezcla

E: módulo dinámico de la capa asfáltica (en N/m^2)

K: coeficiente de Calage, para espesores pequeños K es cercano a 1.

➤ **Instituto del Asfalto**

$$N = 18.4 * C (6.167 * 10^{-5} * \epsilon_t^{3.291} * E^{-0.854}) \quad (\text{Ecuación 6.6})$$

donde

E: módulo de la capa asfáltica (en MPa)

C: coeficiente que depende del porcentaje de vacíos y del porcentaje de asfalto-.

6.3.3.1.2 Criterio de Falla por Ahuellamiento en la Subrasante

La deformación vertical en la subrasante está relacionada con los esfuerzos verticales debido a las cargas inducidas sobre la estructura de pavimento. Cuando la deformación sobrepasa los valores admisibles se produce ahuellamiento, una de las fallas más comunes en los pavimentos flexibles [27].

Se han desarrollado modelos de fatiga que permiten relacionar las cargas cíclicas, generadas por el tránsito durante el periodo de diseño, el valor de deformación vertical.

Análogamente al criterio de falla por fatiga en la cara inferior de la capa asfáltica, se tiene que la forma general es la que se muestra en la ecuación 6.7:

$$\epsilon_z = f_1 * N_f^{f_2} \quad (\text{Ecuación 6.7})$$

donde

f_1, f_2 : constantes de calibración

ϵ : deformación unitaria vertical

N_f : tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes acumulados de 80 kN.

Para el presente trabajo de título se utilizarán las ecuaciones de criterio de falla de los siguientes autores:

➤ **Chevron**

$$\epsilon_z = 1.05 \times 10^{-2} * N_f^{-0.223} \quad (\text{Ecuación 6.8})$$

➤ **Shell**

- Para un nivel de confianza del 50% el criterio de deformación es:

$$\epsilon_z = 2.8 \times 10^{-2} * N_f^{-0.25} \quad (\text{Ecuación 6.9.1})$$

- Para un nivel de confianza del 85% el criterio de deformación es:

$$\epsilon_z = 2.1 \times 10^{-2} * N_f^{-0.25} \quad (\text{Ecuación 6.9.2})$$

- Para un nivel de confianza del 90% el criterio de deformación es:

$$\epsilon_z = 1.8 \times 10^{-2} * N_f^{-0.25} \quad (\text{Ecuación 6.9.3})$$

➤ **Instituto del Asfalto (1993)**

$$N_f = 1.365 \times 10^{-9} * \epsilon_z^{-4.477} \quad (\text{Ecuación 6.10})$$

6.3.3.2 Resultados de Análisis Dinámico

6.3.3.2.1 Resultado Criterio de Falla por Fatiga del Concreto Asfáltico

En el gráfico de la Figura 6.21, se presenta la deformación unitaria bajo el conjunto de ruedas que experimenta una mayor variación en la deformación horizontal de cada una de las capas asfálticas que componen la sección transversal del pavimento. Esta deformación, es inducida por una carga cíclica de 80 kN, simulando la pasada de un eje equivalente sobre el pavimento.

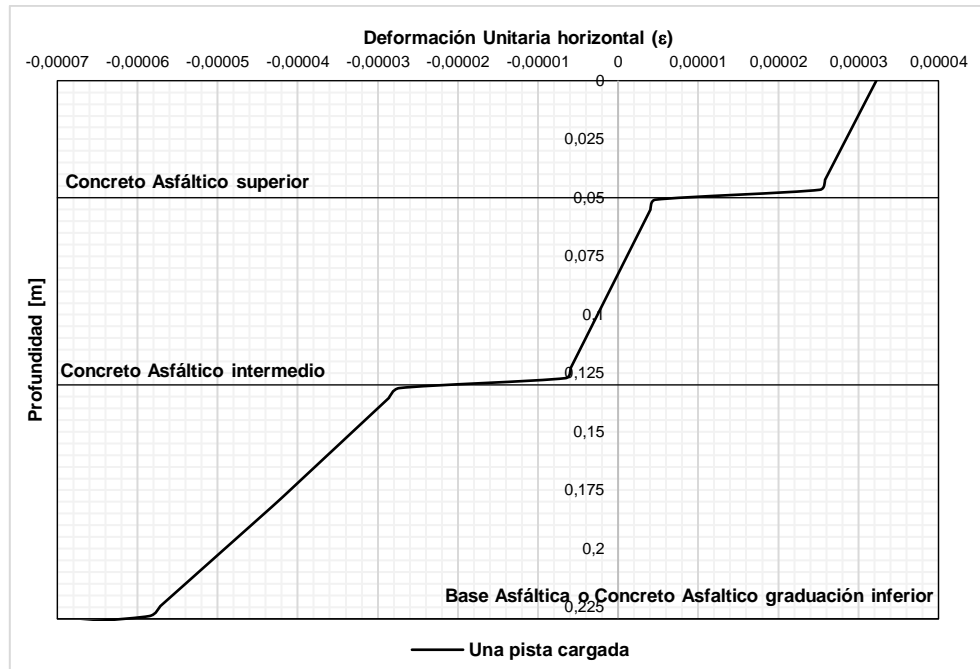


Figura 6.21 – Deformación unitaria horizontal bajo el par de ruedas más desfavorable, análisis dinámico, Fuente: Propia

Del análisis dinámico de la Figura 6.21 se observa que:

- La deformación unitaria horizontal de compresión tiende a ir disminuyendo, producto de la disipación de esfuerzos producido en las capas del pavimento, donde la máxima deformación unitaria de compresión se produce en la superficie entre el contacto de la carga y cala superior, con una magnitud aproximada de 0,0003 y pasa a ser un esfuerzo de tracción a medida que aumenta la profundidad, en el eje central de la segunda capa asfáltica.
- Para la estructura en estudio, aproximadamente a la mitad del espesor de la segunda capa asfáltica, a una profundidad de 8 centímetros la deformación horizontal unitaria es nula.

- La máxima deformación horizontal en tracción se presenta en el contacto entre la base granular y la tercera capa asfáltica, con una deformación aproximada de 0,00007 en la base de capa, a una profundidad de 23 centímetros.
- Es importante mencionar que la deformación unitaria horizontal en la base de la capa asfáltica es un parámetro de diseño para controlar la fatiga en tracción de las mezclas asfálticas.

En las Tablas 6.3, 6.4 y 6.5, se presentan los resultados obtenidos de las deformaciones unitarias horizontales (ϵ) en la cara inferior de cada capa asfáltica del pavimento, utilizando las ecuaciones de fatiga de los autores considerados anteriormente para el análisis.

Cabe mencionar que los parámetros de las expresiones que requieren de las propiedades elásticas de las capas fueron obtenidos en la literatura chilena, específicamente en el Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación del MINVU y documentos del Laboratorio Nacional de Vialidad.

En la Tabla 6.3 se presenta los parámetros requeridos por la Ecuación 6.4:

Tabla 6.3 – Deformación unitaria horizontal en tracción de la última fibra de cada capa asfáltica, Finn et AL

Autor: Finn Et Al	Módulo de elasticidad (E) [Mpa]	Número de ejes Equivalentes (N_f)	Deformación unitaria Horizontal (ϵ)
Capa 1: Concreto Asfáltico superior	8700	68.600.000	- 0,000046
Capa 2: Concreto Asfáltico Intermedio	6000	68.600.000	- 0,000047
Capa 3: Concreto Asfáltico Inferior	4800	68.600.000	- 0,000054

Fuente: Propia

En la Tabla 6.4 se presenta los parámetros requeridos por la Ecuación 6.5:

Tabla 6.4 – Deformación unitaria horizontal en tracción en la última fibra de cada capa asfáltica, Shell.

Autor: Shell	Módulo de elasticidad (E) [Mpa]	Número de ejes Equivalentes (N_f)	% en Volumen de Asfalto	Coefficiente de Calage (k)	Deformación unitaria Horizontal (ϵ)
Capa 1: Concreto Asfáltico superior	8700	68.600.000	12	1	-0,000081
Capa 2: Concreto Asfáltico Intermedio	6000	68.600.000	10	1	- 0,000071
Capa 3: Concreto Asfáltico Inferior	4800	68.600.000	8	1	- 0,000070

Fuente: Propia

En la Tabla 6.5 se presenta los parámetros requeridos por la Ecuación 6.6:

Tabla 6.5 – Deformación unitaria horizontal en tensión de la base de cada capa asfáltica, Instituto del Asfalto.

Autor: Instituto del Asfalto	Módulo de elasticidad (E) [Mpa]	Número de ejes Equivalentes (Nf)	(%) Vb	(%) Va	M	C	Deformación unitaria Horizontal (e)
Capa 1: Concreto Asfáltico superior	8700	68.600.000	12	5	0,076	1,19	- 0,000053
Capa 2: Concreto Asfáltico Intermedio	6000	68.600.000	10	5,5	-0,217	0,60	- 0,000044
Capa 3: Concreto Asfáltico Inferior	4800	68.600.000	8	7,5	-0,841	0,14	- 0,000034

Fuente: Propia

donde

$$M = 4,84 \left(\frac{V_b}{V_a + V_b} - 0,69 \right)$$

V_b: porcentaje de asfalto

V_a: porcentaje de vacíos

En la Tabla 6.6, se presenta un resumen de los resultados obtenidos de las deformaciones unitarias horizontales, determinadas aplicando las ecuaciones de falla y del análisis dinámico con RS2.

Tabla 6.6 – Resumen de deformaciones unitarias horizontales

Autor	Deformación unitaria horizontal ex		
	Capa: Concreto Asfáltico superior	Capa: Concreto Asfáltico intermedio	Capa: Concreto Asfáltico inferior
Finn et Al.	- 0,000046	- 0,000047	- 0,000054
Shell	- 0,000081	- 0,000071	- 0,000070
Instituto de Asfalto	- 0,000053	- 0,000044	- 0,000034
Análisis Dinámico (RS2)	0,0000046	- 0,000027	- 0,000071

Fuente: Propia

De la Tabla 6.6 anterior se observa que en el:

1. Concreto Asfáltico superior:

- La deformación unitaria horizontal en tracción, obtenida mediante la expresión de Finn At EI, es la más conservadora en comparación con las otras expresiones propuestas, puesto que permite el menor desplazamiento horizontal en esta capa.

Realizando un análisis comparativo en porcentaje, la expresión la de Shell es la que mayor deformación admisible permite. Si se asigna un **100%** a esta deformación, el resultado entregado por Finn et Al. es sólo el **56,79%** de la deformación admisible por la Shell y el resultado entregado por el Instituto de Asfalto es el **65,43%**.

Con los resultados obtenidos de cada autor presentado, se concluye que la expresión más conservadora en función del número del tránsito de diseño es la de Finn et Al, seguida de la expresión del Instituto de Asfalto y la expresión de Shell.

- La deformación calculada por el análisis dinámico es positiva, esto quiere decir que la deformación unitaria horizontal se encuentra en compresión, por lo que al comparar este valor con los entregados por las expresiones de fatiga no aplica.

2. Concreto Asfáltico intermedio:

- A diferencia de la capa superior, la expresión más conservadora o que permite una menor deformación unitaria en la segunda capa asfáltica, es la propuesta por el Instituto de Asfalto, no obstante, la mayor deformación admisible permitida es la entregada por Shell.

Realizando la misma comparación en porcentajes que el caso anterior, la deformación admisible alcanzada por el criterio de Fin et Al es **66,19%** de la admisible por la de Shell y la entregada por la ecuación del Instituto de Asfalto es **61.97%**.

- Se observa que el resultado obtenido de la deformación unitaria del análisis dinámico es negativo, esto quiere decir, que la deformación se encuentra en tracción y por consiguiente es comparable con los resultados calculados por las expresiones de fatiga.
- La magnitud de la deformación unitaria obtenida del análisis dinámico en esta capa es 0,000027, la cual es menor que el valor de las deformaciones unitarias calculadas con los criterios de fatiga. Se puede hacer esta aseveración ya que la deformación unitaria obtenida del análisis dinámico corresponde al:

1. **57,44%** de la deformación obtenida por Finn At El.
2. **61.36%** de la deformación obtenida por el Instituto de Asfalto.
3. **38,02%** de la deformación obtenida por Shell.

De este punto, se concluye que la capa asfáltica intermedia no estaría fallando, según las expresiones de fatiga utilizadas. Esto no implica que posiblemente usando otras expresiones de fatiga, de otros autores, y en las mismas condiciones de volumen de tránsito y módulo de elasticidad del material, no falle.

3. Concreto Asfáltico inferior

- La deformación unitaria en tracción más conservadora, es la calculada por la expresión del Instituto de Asfalto con una deformación de 0,000034.
- Realizando la misma comparación de porcentajes que en las capas anteriores, la deformación obtenida por la expresión de Fin et Al, es el **77,14%** de la deformación unitaria admisible calculada por la Shell y la deformación obtenida por el Instituto de Asfalto es el **48,57%** de la calculada por la Shell.

- La deformación unitaria horizontal obtenida en el análisis dinámico es bastante mayor que la admisible calculada por las expresiones de Finn et Al y el Instituto de Asfalto, pero es levemente mayor que la calculada por la Shell. Esta afirmación se deduce ya que la deformación unitaria obtenida del análisis dinámico corresponde al:

1. **131,48%** de la deformación obtenida por Finn et Al.
2. **101,42%** de la deformación obtenida por Shell.
3. **208,82%** de la deformación obtenida por el Instituto de Asfalto.

Se observa que la deformación obtenida del análisis dinámico es un **31,48%** mayor que la obtenida por Finn At El, un **108,82%** mayor que la obtenida por el Instituto de Asfalto y un **1,42%** mayor que la obtenida por la Shell.

Con la recopilación de los resultados obtenidos del análisis dinámico y los obtenidos de las expresiones de fatiga, se puede llegar a concluir que la tercera capa asfáltica, es la única capa que estaría fallando. Puesto que la deformación unitaria en función del tránsito de diseño, genera en la cara inferior de esta capa asfáltica una deformación mayor a las obtenidas por los criterios de fatiga analizados.

6.3.3.3 Criterio de falla por ahuellamiento en la subrasante

El gráfico de la Figura 6.22 presenta la deformación unitaria bajo el par de ruedas que experimenta una mayor variación en la deformación vertical de compresión sobre la subrasante. Como en el caso anterior, la deformación unitaria vertical es inducida por una carga cíclica de 80 kN aplicada, simulando la repetición de un eje equivalente sobre el pavimento.

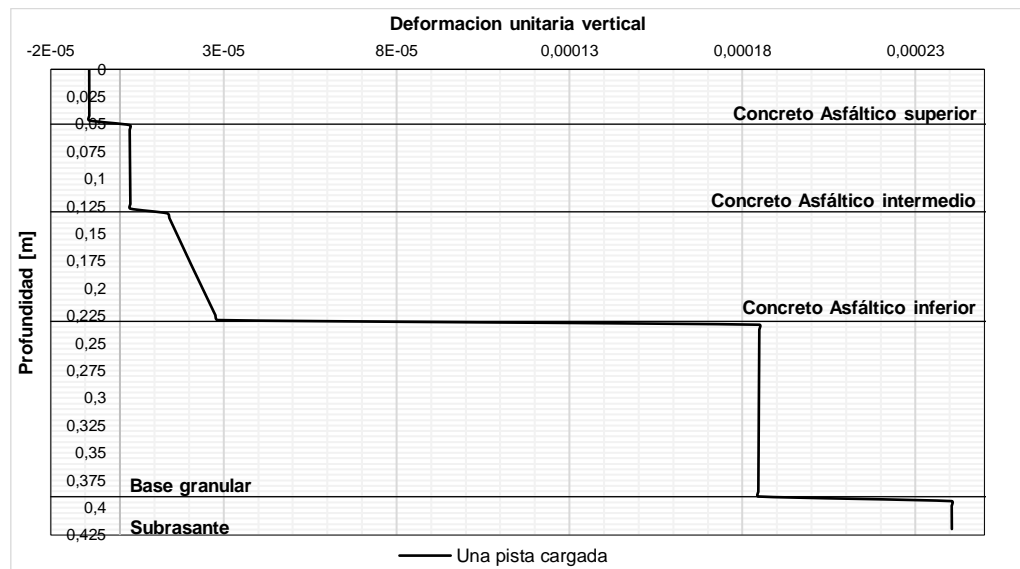


Figura 6.22 – Deformación unitaria vertical bajo el par de ruedas izquierdo, análisis dinámico. Fuente: Propia

De la Figura 6.22 se observa:

- Que la superficie de la estructura del pavimento presenta una pequeña deformación unitaria vertical de tracción y pasa a ser de compresión a medida que existe un incremento en la profundidad. Cabe destacar que esta deformación se mantiene constante en toda la capa asfáltica superior.
- La deformación unitaria vertical en tracción pasa a ser una deformación de compresión entre el contacto de la primera y segunda capa asfáltica, a 5 centímetros de la superficie, mantenido su valor constante en toda la segunda (capa asfáltica intermedia).
- La máxima deformación unitaria vertical en compresión se produce inmediatamente después de tener contacto con la subrasante, a una profundidad de 40 centímetros, generando una magnitud aproximada de deformación de 0,00024.
- Notar, que a medida que aumenta la profundidad, la deformación unitaria vertical va experimentando un aumento, generando grandes saltos de deformación entre el contacto de una capa a otra. Esto se produce debido a que los espesores y la calidad del material de las capas son diferentes, además del peso que ejerce el mismo pavimento sobre las capas, en el cual la subrasante experimenta el peso de todo el pack y la carga aplicada.

En las Tablas 6.7, 6.8 y 6.9 se muestran las deformaciones unitarias verticales en compresión generadas en la subrasante, utilizando las expresiones a los autores presentadas anteriormente.

Notar que, estas expresiones son considerablemente más simples que las ecuaciones utilizadas en el cálculo de deformaciones de las capas asfálticas, solo necesitando del número de ejes equivalentes de diseño.

En la Tabla 6.7 se presenta los parámetros requeridos por la Ecuación 6.8:

Tabla 6.7 – Deformación unitaria vertical en compresión, análisis dinámico, Chevron

Autor: Chevron	Número de ejes equivalente (N_i)	Deformación unitaria vertical (ϵ_z)
Capa: Subrasante	68.600.000	0,00018

Fuente: Fuente Propia

En la Tabla 6.8 se presenta los parámetros requeridos por las Ecuaciones 6.8, 6.9 y 6.10:

Tabla 6.8 – Deformación unitaria vertical en compresión, análisis dinámico, Shell

Autor: Shell	Número de ejes equivalente (N_t)	Nivel de confianza (%)	Deformación unitaria vertical (ε_z)
Capa: Subrasante	68.600.000	50	0,00030
Capa: Subrasante	68.600.000	85	0,00020
Capa: Subrasante	68.600.000	90	0,00019

Fuente: Fuente Propia

En la Tabla 6.9 se presenta los parámetros requeridos por las Ecuación 6.10:

Tabla 6.9 – Deformación unitaria vertical en compresión, análisis dinámico, Instituto de Asfalto

Autor: Instituto de Asfalto	Número de ejes equivalente (N_t)	Deformación unitaria vertical (ε_z)
Capa: Subrasante	68.600.000	0,000186

Fuente: Propia

En la Tabla 6.10 se muestra un resumen de los resultados obtenido de las deformaciones unitarias verticales calculadas aplicando los criterios de fatiga y obtenida en el análisis dinámico (RS2).

Tabla 6.10 – Resumen de deformaciones unitarias verticales

Autor	Deformación unitaria vertical Subrasante		
Chevron	0,00018		
Shell	50% 0,00030	85% 0,00020	90% 0,00019
Instituto de Asfalto	0,000186		
Análisis Dinámico (RS2)	0,000240		

Fuente: Propia

De la Tabla resumen 6.10 anterior se observa que:

- La expresión más conservadora en función del tránsito de diseño es la propuesta por Chevron, con una deformación unitaria sobre la subrasante de 0,00018. Por otro lado, la expresión menos conservadora, es la deformación presentada por la Shell, que presenta las deformaciones incluyendo los tres niveles de confianza (**50%, 85% y 90%**).

Notar que, en los resultados de la Shell, a medida que aumenta el nivel de confianza, la deformación unitaria vertical admisible en compresión es menor, con esto se espera que entre más alto sea el nivel de confianza, menor sea la deformación presente en la superficie de la subrasante producto del tránsito vehicular.

- Realizando el análisis comparativo en porcentaje y suponiendo que la deformación unitaria entregada por la Shell con un nivel de confianza del **50%** sea el **100%**, se obtiene que la deformación presentada por Chevron es un 30% de la deformación admisible presentada por la compañía Shell y la obtenida por el Instituto de Asfalto es un **62%**. En otras palabras, con la expresión presentada por Chevron los pavimentos experimentar un **70%** menos de deformación a comparación de la Shell y el Instituto de Asfalto un **38%** menos.
- La deformación unitaria vertical obtenida del análisis dinámico (RS2) es mayor que la admisible calculada por las expresiones de Chevron y el Instituto de Asfalto, con una magnitud de 0,00024. No obstante, al compararla con las deformaciones de la Shell solo es mayor a las deformaciones de un nivel de confianza de 85% y 90%. Esta afirmación se deduce ya que la deformación unitaria obtenida del análisis dinámico (RS2) corresponde al:
 1. **133,3%** de la deformación obtenida por Chevron.
 2. **80%** de la deformación con un nivel de confianza del 50% obtenida por Shell.
 3. **120%** de la deformación con un nivel de confianza de 80% obtenida por Shell.
 4. **126%** de la deformación con un nivel de confianza del 90% obtenida por Shell.
 5. **129%** de la deformación obtenida por el Instituto de Asfalto.

En este último punto se observa que la deformación unitaria en función del tránsito de diseño obtenida en el análisis dinámico es un **33,3%** mayor que la calculada por Chevron, un **20%** mayor que la calculada por la Shell con un nivel de confianza del 80%, un **26%** mayor que la calculada por la Shell con un nivel de confianza de 90% y un **29%** mayor que la calculada por el Instituto de Asfalto.

Finalmente, de los resultados obtenidos del análisis dinámico y los resultados de los criterios de fatiga de la subrasante, se observa que las expresiones de Chevron y el Instituto de Asfalto son conservadoras, lo que implica que la subrasante con este nivel de tránsito de diseño estaría fallando, no así cuando se compara con la expresión de la Shell con un nivel de confianza del 50%, que permite una mayor deformación unitaria vertical.

CAPITULO VII

7 Conclusiones, comentarios y recomendaciones

7.1 Conclusiones

Las conclusiones que se expondrán en este acápite están en directa relación con los objetivos propuestos en este trabajo de título como también con los resultados obtenidos.

De la verificación del diseño estructural original se concluye lo siguiente:

- a. Al comparar el número de ejes equivalentes del diseño original (46.010.000 EE) con el número calculados de ejes equivalentes extrapolados* (50.464.661 EE) del Tramo N°1, existe una diferencia del **9,71%** más, por lo cual se puede señalar que este diseño se encuentra sub – dimensionado, debido a que el número de ejes equivalentes utilizados en el diseño original es menor al calculado y que el pavimento falla antes del término de su vida útil, originando fallas longitudinales y/o transversales en la cara inferior de las capas asfálticas o por ahuellamiento.
- b. En el caso del Tramo N°2 el número de ejes equivalentes del diseño original (68.600.000 EE) es mayor al número de ejes equivalentes extrapolados* (53.924.188 EE), existiendo una diferencia de **21.39%** menos de EE, permitiendo concluir que este diseño de pavimento se encuentra sobredimensionado, esto indica que este tramo tendrá una vida útil mayor a la de diseño.

De la verificación y comparación del número estructural las conclusiones son las siguientes:

- a. Para los valores del número estructural calculado por la empresa constructora y el calculado en el presente trabajo, se puede señalar que son bastante similares, ya que la diferencia entre estos, para ambos tramos es de 0,01 centímetros, es decir la diferencia entre estos es del **0,095%**. En otras palabras, la diferencia entre ellos, para ambos tramos, es nula, por lo cual se verifica el buen diseño de la estructura de pavimento de ambos tramos.
- b. De la comparación del cálculo del número estructural se puede indicar que no existe una correlación lineal o proporcional por la diferencia del número de ejes equivalentes, pues en el Tramo N°1, el número estructural del diseño original es **1,61%** menor con el número de EE extrapolados* mientras que el número de EE del diseño original es **9,68%** menor al extrapolado*, por otro lado en el caso del Tramo N°2 es más significativa la diferencia pues el número estructural de diseño original es **3,14%** mayor al del extrapolado mientras que el número de ejes equivalentes del diseño original es **21,39%** mayor al extrapolado*.

Del análisis estático efectuado con software RS2, se concluye que:

- a. Para el primer estado de carga (una pista cargada) se obtuvo que las ruedas que generaron la mayor concentración de esfuerzos σ_1 fueron las ruedas del conjunto izquierdo con un esfuerzo de compresión aplicado en la superficie de 1622 kPa que rápidamente fue disipado por la primera capa de espesor 5 centímetros y módulo de elasticidad de 8700 MPa, absorbiendo el **38,27%** del esfuerzo σ_1 , sin embargo, la segunda capa asfáltica de espesor 8 centímetros y módulo de elasticidad de 6000 MPa absorbe el **54,5%**, por lo que se puede decir que la calidad de las capas y el porcentaje de absorción del esfuerzo σ_1 no es proporcional, sino que probablemente el principal factor que permite una mayor absorción del σ_1 , es el espesor de la capa.
- b. En cuanto al esfuerzo principal σ_3 , se obtuvo que las ruedas que generaron la mayor concentración de este esfuerzo fueron las ruedas del conjunto izquierdo, generando un esfuerzo de tracción máximo en la cara inferior de la tercera capa asfáltica con una magnitud de 1196 kPa a una profundidad de 23 centímetros, un **300%** más que el esfuerzo generado en la segunda capa asfáltica a una profundidad de 13 centímetros.
- c. Para el segundo estado de carga (ambas pistas cargadas) se obtuvo que, al aumentar la carga del pavimento, la sección bajo el conjunto de ruedas que mayor variación tuvo de esfuerzos tanto de σ_1 como de σ_3 , fue el conjunto cercano al eje central de la calzada, con una reducción del σ_1 generado en la superficie de **39,4%** y un **33%** del σ_3 generado en la cara inferior de la tercera capa asfáltica, se puede decir que esta reducción se origina por la redistribución y superposición de los esfuerzos que genera una segunda carga sobre el pavimento.
- d. Por otro lado al aumentar la carga del pavimento el valor del esfuerzo σ_1 experimentado en las capas inferiores es prácticamente despreciable, presentando un aumento del σ_1 de **0,63%**, indicando que independiente de las condiciones de carga las capas más profundas bajo el conjunto de ruedas seleccionado presentaran el mismo comportamiento.

De la comparación entre las deformaciones unitarias obtenidas del análisis dinámico y los criterios de criterio de fatiga:

i. Con respecto a las capas asfálticas se puede concluir lo siguiente:

- a. Para valores de módulo de elasticidad menores, la ecuación criterio de fatiga presentada por Finn et Al. es la única que permite una mayor deformación admisible, ya que para la primera capa con un módulo de elasticidad de 8700 MPa puede deformar 0,00046 y para la tercera capa con módulo de elasticidad de 4800 MPa su deformación unitaria fue de 0,000054, es decir un **15%** mayor. A diferencia del Instituto de Asfalto y la Shell que, entre más baja la calidad de mezcla menos deformación admisible permite. Sin embargo, aunque, permita una mayor deformación al disminuir la calidad de la mezcla, el criterio de Finn et Al. aún permite mayores deformaciones admisibles.

- b. En cuanto a la comparación entre los criterios de fatiga, se obtuvo que la ecuación menos conservadora fue la presentada por la Shell, ya que los resultados indicaron que la deformación calculada por este criterio, en la cara inferior de la primera capa es un **43,3%** mayor que la presentada por Finn et Al. y un **34,57%** mayor que la presentada por el Instituto de Asfalto, mientras que en la segunda capa asfáltica la deformación unitaria fue un **33,81%** mayor que la de Finn Et Al. y un **38,03%** mayor que el del Instituto del Asfalto, y respecto a la tercera capa la deformación obtenida Shell es un **22,86%** mayor que Finn et Al. y un **51,43%** mayor que la del Instituto de Asfalto.
- c. Para las deformaciones unitarias obtenidas del análisis dinámico, con los resultados obtenidos se infiere que la segunda capa no falla por tracción, pues la deformación es un **57,44%** de la obtenida por Finn Et Al, un **61,36%** de la obtenida por el Instituto de Asfalto y un **38,02%** de la Shell. Sin embargo, la deformación en la tercera capa asfáltica al estar un **31,48%** mayor que la presentada por Finn Et Al., y un **108,82%** mayor que la presentada por el instituto de Asfalto y **1,42%** mayor que la presentada por la Shell.
- ii. *En relación a la subrasante se tienen las siguientes conclusiones:*
- a. En cuanto a la comparación entre los criterios de falla, se puede indicar que al igual que en el criterio de fatiga en la capa asfáltica, la ecuación de criterio de fatiga en la subrasante presentado por la Shell es la menos conservadora, pues se obtienen deformaciones admisibles mayores que con los otros criterios, no importando cuál de los 3 niveles de confianza se aplique (50%, 85% y 90%). Al efectuar la comparación entre la deformación obtenida con el criterio de Shell, con un nivel de confianza del 50%, ésta es un **70%** mayor que la presentada por Chevron, y un **38%** mayor que la presentada por el instituto de Asfalto.
- b. Los resultados obtenidos del análisis dinámico indicaron que en la subrasante el criterio de fatiga que no genera falla y da una mayor holgura de deformación, es solo la deformación presentada por la Shell con un nivel de confianza de 50% (deformación $\varepsilon_z = 0,0003$), pues la deformación resultante obtenida al efectuar el análisis dinámico corresponde un es **80%** (deformación $\varepsilon_z = 0,00024$) de la calculada por Shell.
- c. Al comparar los resultados de estos criterios con el software RS2 se puede concluir que el concreto asfáltico falla al aplicar una carga dinámica, puesto que las deformaciones obtenidas con este software son mayores que todas las deformaciones calculadas con cualquiera de los criterios de fatiga utilizados, incluso con el criterio más permisivo, en este caso el criterio de Shell, el cual su diferencia es levemente mayor (1,42%). Cabe destacar que la comparación es entre los resultados de los criterios de falla aplicados en el diseño de pavimentos de asfaltos versus los del software RS2, que no es para el diseñar pavimentos, para ello se tuvo que adaptar el programa. Debido a esto la comparación de los resultados obtenidos a través de los criterios de fatiga con los obtenidos mediante el software RS2 no es directa ya que son metodologías distintas entre sí.

- d. La diferencia entre el espesor de un camino si tuviera el mismo tránsito de diseño, dependerá de varios factores tales como: la temperatura de la zona del emplazamiento, la calidad de drenaje de las capas granulares a utilizar, propiedades mecánicas del asfalto y número de capas a utilizar, la capacidad de soporte del suelo de fundación (subrasante), entre otras. Considerando las variables ya mencionadas, es difícil determinar cuál es la variable más sensible en el diseño de un pavimento. En este caso en particular, si se considerara la misma estructura de pavimento para dos tramos distintos, la variable más sensible sería la subrasante, ya que una subrasante de mejor calidad genera espesores de capas de asfalto de menor espesor.

7.2 Comentarios

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

- a. Respecto a la metodología AASHTO 93, ha sido el método de diseño más utilizado a nivel nacional por su simplicidad, durante muchos años, pero, las limitaciones de este método como qué; las ecuaciones obtenidas son solo aplicables al lugar del sitio de prueba y para otras condiciones se deben hacer modificaciones de acuerdo a la teoría y experiencia, además que es fundamental contar con censos vehiculares o de tránsito que permitan predecir con bajo margen de error el volumen vehicular que estará sometido dicho pavimento en todo su periodo de diseño, entre otras, es válido cuestionarse respecto a la conveniencia de explorar y analizar otros métodos que pudieran ser aplicado acá en Chile.
- b. Hoy en día existen métodos más sofisticados como son los métodos de diseño mecanicistas capaces de considerar en su análisis información de propiedades del suelo e información meteorológica y principalmente la capacidad de estimar el comportamiento estructural de esfuerzos y deformaciones de cada capa de la estructura, con resultados muy próximos a la realidad, diseñando pavimentos más confiables y duraderos.
- c. Si bien el software RS2 de la empresa Rocscience no fue diseñado para el estudio de pavimentos, permite estimar los esfuerzos y deformaciones en cualquier tipo de estructura de manera muy precisa y puede utilizarse adecuadamente para realizar una verificación de esfuerzos como lo haría un método mecanicista para el diseño de pavimento.
- d. Respecto al análisis dinámico, obtener las deformaciones producto de la carga no fue sencillo debido a que en el software no se ingresa de manera directa el número de ejes equivalentes sobre el pavimento, necesitando convertir este valor en una carga de impacto y una frecuencia asociada.
- e. Si bien en esta memoria de título no se analizaron los esfuerzos de corte debido a que normalmente no es un parámetro de control de pavimentos de carreteras, los modelos de elementos finitos si advierten la existencia de concentraciones de esfuerzos de corte que probablemente induzcan a fallas importantes en la estructura.
- f. Para este trabajo de título se dispuso solo del volumen de tránsito entre los años 2014 y 2019, por lo cual para obtener el volumen de tránsito del año 2000 se tuvo que aplicar un ajuste de curva, dando como resultado una línea recta. De esta forma se obtuvo para el año 2000 distintos números de ejes equivalentes que los utilizados originalmente en el diseño del tramo 1 y el tramo 2, en otras palabras, se puede decir que, para dos tramos de un pavimento en una misma ruta, uno se encuentra subdimensionado y el otro sobredimensionado.

7.3 Recomendaciones

- a. Si bien el software RS2 es un programa de alta precisión y versatilidad, no es un programa diseñado para análisis en pavimento, por lo tanto, se recomienda, para futuras memorias en esta área, utilizar este programa siempre y cuando se ajuste e incorpore de mejor manera las cargas dinámicas utilizadas en él, para así realizar un análisis de cargas dinámicas representando las pasadas de ejes equivalentes sobre el pavimento, como realmente lo hace un programa de diseño de pavimento.
- b. Para realizar la estimación del volumen de tránsito a futuro, se recomienda obtener la totalidad de la información para no tener que recurrir a una extrapolación de datos que pueda incurrir a un error de la estimación.

8 Bibliografía

- [1] Subdirección de Desarrollo, Dirección Nacional de Vialidad, Red Vial Nacional: Dimensionamiento y Características, 2018.
- [2] Canal Construcción, «Pavimentos Flexibles,» 2008-2009. [En línea].
- [3] J. d. J. Espinoza Arreola y J. Alarcón Ibarra, «Pavimentos Rígidos vs Flexibles: ¿Cuál es mejor?,» J Paviment, 2012.
- [4] Natalia Seguel, «Autopistas aumentaron en 5 años casi un 50% de su flujo vehicular,» RadioAgricultura, 21 Septiembre 2018. [En línea].
- [5] Council, National Academy of Sciences - National Research, The AASHO Rad Test, Washington, 1962.
- [6] Unacem, Construyendo Oportunidades, «Duravía, Concretando Caminos,» 2011. [En línea].
- [7] Gustavo Corredor M, «Apuntes de Pavimentos, Volumen 1,» Caracas, Venezuela, 2004.
- [8] Ricardo Javier Miranda Rebolledo, «Deterioro en Pavimentos Flexibles y Rígidos,» Valdivia - Chile, 2010.
- [9] MINVU, Código de Normas y Especificaciones Técnicas de Obras de Pavimentación, Santiago, Chile, 2018.
- [10] Departamento de Administración y Evaluación de Pavimentos, «Identificación de Fallas en Pavimentos y Técnicas de Reparación,» República Dominicana, 1990.
- [11] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), «Guide for Desing of Paviment Structure,» Estados Unidos, 1993.
- [12] D. Héctor L y O. R. Rebolledo, «Ahuellamiento en Pavimentos Asfálticos Utilizando Geosintéticos,» *Congreso Ibero - Latinoamericano del Asfalto*, pp. 1 - 2, 2017.
- [13] Universidad Nacional de Colombia, Estudio e Investigacion del Estado Actual de las Obras de la Red Nacional de Carreteras, Bogotá, 2006, pp. 1 - 2.
- [14] G. Corredor Muller, Experimento vial de la AASHO y las guías de diseños AASHTO, Venezuela, 2004.
- [15] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Manual de Carretera, Volumen N°3, Instrucciones y Criterio de Diseño, Santiago, 2018.
- [16] Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Código de normas y especificaciones técnicas de obras de pavimentacion, Santiago, 2018.
- [17] L. R. Vásquez Varela, Criterios, Factores y Elementos en el diseño de pavimentos flexibles, Colombia, 1997.

- [18] Washington State Department of Transportations, Pavement Policy, Washington: State Pavement Office, 2018.
- [19] Instituto Boliviano del Cemento y Hormigón, Curso de Diseño de Pavimentos AASHTO 93 y Software DIPAV, La Paz, 2018.
- [20] Francisco Pastrana Concha, Propuesta de Factor Camión para el Diseño de Pavimentos Rígidos en la Región del Bío - Bío, Concepción: Memoria de Título, 2014.
- [21] Universidad Nacional de San Juan, Diseño de pavimentos AASHTO - 93, La Paz, 2006.
- [22] Javier Camacho Tauta, Diseño de Pavimentos Ásfalticos por el metodo AASHTO 93, Empleando el Software DISAASHTO 93, Bogotá, 2015.
- [23] Olgierd Zienkewics y R. L Taylor, El Método de los Elementos Finitos, 4 ed., vol. 1, Barcelona, 1994.
- [24] Dirección General de Conseciones, Gobierno de Chile, Informe Trimestral, Enero - Marzo, 2019.
- [25] Rutas del Pacifico, Vías Chile, Memoria, Santiago, 2017.
- [26] Carlos Hernando Higuera Sandoval, Leyes de comportamiento de la deformacion radial admisible de traccion en pavimentos flexibles, Colombia, 2007.
- [27] Aramando Orobio y Jackson Gil, Análisis de costos de construcción asociado al diseño racional de pavimentos con diferente modelos de fatiga, Colombia, 2014.
- [28] Herman Bustamante, «Modelaje Geoténico por Elementos Finitos y Comprobación Instrumental de la Exactitud Lograda,» Caracas, 2011, pp. 6-7.
- [29] Juan Tomás Celigueta Lizarza, «Métodos de los Elementos Finitos para Análisis Estructural,» Donostia - San Sebastian, 2000 - 2008, p. 21.
- [30] Nestor René Espinoza Guillén, «Bestimmung der Elastizitätskonstanten von geschiefertem Fels aus baubegleitenden Verformungsmessungen an Tunnelbauwerken,» La Paz, 1988, pp. 35 - 40.
- [31] Rocscience, «RS2 Manual,» Toronto, 2019.
- [32] Rocscience, «Settle Manual,» Toronto, 2019.
- [33] M. Gutiérrez V, «Economía y Negocios,» El Mercurio, 7 Marzo 2017. [En línea]. Available: <http://www.economiaynegocios.cl/noticias/noticias.asp?id=341770>.
- [34] C. d. C. d. O. P. «Informe Trimestral Coordinación de Conseciones de Obras Públicas,» Chile, 2017.
- [35] Division de Planificacion y Desarrollo, Especificaciones Tecnicas de Obra, Gobierno de Chile, Santiago, 2016.

9 Anexo

9.1 Censo vehicular

Tabla 9.1 – Censo vehicular, plazas de peaje, Axioma – Ingenieros Consultores



Interconexión Vial Santiago-Valparaíso-Viña del Mar									
Años	Plaza	Motos y Motonetas	Autos y Camionetas	Autos y Camionetas con Remolque	Buses de 2 ejes	Camiones de 2 ejes	Buses de más 2 ejes	Camiones de más 2 ejes	Total
2015	Algarrobo	3.157	484.894	1.257	6.266	34.678	423	110.164	640.839
	Casablanca	2.118	256.125	424	33.435	15.241	125	35.934	343.402
	Cuesta Zapata	813	89.525	187	3.242	21.107	140	25.394	140.408
	Lo Prado	94.605	10.661.530	22.851	555.669	663.952	134.161	772.299	12.905.067
	Quilpué Poniente	16.279	857.047	1.020	5.745	24.304	101	3.262	907.758
	Quintay	1.252	68.911	40	229	1.447	5	426	72.310
	Tapihue	403	67.338	165	1.692	5.034	52	14.413	89.097
	Troncal Sur	142.859	10.281.404	8.039	77.103	315.957	40.538	75.884	10.941.784
	Zapata	74.044	9.053.137	23.942	413.472	577.965	126.914	751.353	11.020.827
Total	335.530	31.819.911	57.925	1.096.853	1.659.685	302.459	1.789.129	37.061.492	
2016	Algarrobo	3.942	550.269	1.371	8.473	35.682	475	124.544	724.756
	Casablanca	2.604	284.102	485	35.068	18.049	1.240	37.209	378.757
	Cuesta Zapata	647	99.139	185	4.006	21.461	34	20.668	146.140
	Lo Prado	102.876	11.409.921	47.427	590.654	701.848	123.559	779.959	13.756.244
	Quilpué Poniente	19.040	958.733	1.340	4.499	26.587	106	6.014	1.016.319
	Quintay	1.037	67.465	78	253	1.612	7	365	70.817
	Tapihue	498	61.770	204	1.255	4.075	197	13.580	81.579
	Troncal Sur	164.185	11.077.306	10.430	92.369	338.803	42.052	79.384	11.804.529
	Zapata	80.251	9.648.685	33.014	443.686	604.604	116.728	751.624	11.678.592
Total	375.080	34.157.390	94.534	1.180.263	1.752.721	284.398	1.813.347	39.657.733	
2017	Algarrobo	3.918	576.103	5.372	5.879	37.915	533	133.852	763.572
	Casablanca	2.296	290.356	398	34.506	18.232	5.828	37.822	389.438
	Cuesta Zapata	674	104.129	142	2.613	22.325	68	15.836	145.787
	Lo Prado	103.965	11.788.562	73.470	605.700	683.179	128.825	883.905	14.267.606
	Quilpué Poniente	18.756	1.095.014	1.715	8.439	22.211	123	2.482	1.148.740
	Quintay	1.252	71.060	73	408	1.584	3	403	74.783
	Tapihue	697	64.061	171	1.491	3.859	45	15.173	85.497
	Troncal Sur	168.276	11.918.499	9.689	167.940	327.942	45.531	82.715	12.720.592
	Zapata	81.389	9.926.125	49.126	443.573	591.034	129.017	856.898	12.077.162
Total	381.223	35.833.909	140.156	1.270.549	1.708.281	309.973	2.029.086	41.673.177	
2018	Algarrobo	4226	634441	413	5017	43469	863	161001	849.430
	Casablanca	2361	309599	233	34943	17429	6727	36196	407.488
	Cuesta Zapata	958	110135	9207	2745	17790	21	16110	156.966
	Lo Prado	111190	12333967	28949	586281	681431	131536	857565	14.710.919
	Quilpué Poniente	20261	1166623	535	8053	20212	166	2773	1.218.623
	Quintay	1078	80076	29	311	1725	14	603	83.836
	Tapihue	693	72234	58	1326	4243	59	15342	93.955
	Troncal Sur	172815	12361211	3211	183706	296541	40917	82206	13.140.607
	Zapata	84842	10410154	9889	450486	561262	135212	842740	12.494.585
Total	398.424	37.478.440	52.524	1.272.868	1.624.102	315.515	2.014.536	43.156.409	
2019	Lo Prado	118917	13199811	38568	623216	699198	137192	969048	15.785.950
	Zapata	45569	4626848	7478	583371	687136	249449	1060807	7.260.658
	Total	164.486	17.826.659	46.046	1.206.587	1.386.334	386.641	2.029.855	23.046.608

Fuente: Axioma – Ingenieros Consultores.

9.2 Deformaciones unitarias admisibles y verticales, criterios de falla.

9.2.1 Criterios de falla en la base de la capa asfáltica

9.2.1.1 Instituto de Asfalto

Tabla 9.2 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico superior, Instituto de Asfalto

Distance [m]	E Mpa	E N/m2	Vbit %	% Vacios (a)		V promedio	M	C	Nf	Deformacion Admisible	
				Min	Max						
0	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,00236062	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,00472123	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,00708185	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,00944246	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,01180308	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,0141637	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,01652431	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,01888493	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,02124554	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,02360616	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,02596678	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,02832739	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,03068801	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,03304863	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,03540924	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,03776986	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,04013047	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,04249109	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,04485171	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,04721232	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,04957294	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000
0,05193355	8700	8700000000	12	4	6	5	0,07687059	1,19363237	68.600.000	0,000053	68600000

Fuente: Propia

9.2.1.1.1 Concreto Asfáltico intermedio

Tabla 9.3 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Instituto de Asfalto.

0,05429417	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,05665479	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,0590154	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,06137602	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,06373663	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,06609725	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,06845787	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,07081848	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,0731791	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,07553971	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,07790033	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,08026095	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,08262156	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,08498218	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,0873428	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,08970341	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,09206403	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,09442464	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,09678526	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,09914588	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,10150649	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,10386711	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,10622772	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,10858834	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,11094896	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,11330957	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,11567019	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,1180308	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,12039142	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,12275204	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,12511265	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,12747327	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,12983388	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000
0,1321945	8000	8000000000	10	3	8	5,5	-0,2170194	0,60670929	68.600.000	0,000044	68600000

Fuente: Propia

9.2.1.1.2 Concreto Asfáltico Inferior

Tabla 9.4 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Instituto de Asfalto

0,13455512	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,13691573	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,13927635	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,14163696	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,14399758	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,1463582	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,14871881	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,15107943	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,15344005	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,15580066	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,15816128	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,16052189	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,16288251	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,16524313	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,16760374	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,16996436	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,17232497	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,17468559	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,17704621	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,17940682	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,18176744	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,18412805	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,18648867	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,18884929	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,1912099	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,19357052	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,19593113	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,19829175	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,20065237	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,20301298	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,2053736	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,20773422	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,21009483	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,21245545	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,21481606	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,21717668	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,2195373	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,22189791	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,22425853	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,22661914	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,22897976	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000
0,23134038	4800	4800000000	8	5	10	7,5	-0,8415355	0,14403383	68.600.000	0,000033	68600000

Fuente: Propia

9.2.1.2 Finn At EI

9.2.1.2.1 Concreto Asfáltico superior

Tabla 9.5 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Finn At EI

Distance [m]	Strain	E	E (psi)	Ejes Equivalente de diseño		Deformacion admisible
0	0,000162455	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,002360616	0,000159406	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,004721232	0,000156358	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,007081848	0,000153309	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,009442464	0,000150261	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,01180308	0,000147212	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,014163696	0,000144164	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,016524313	0,000141115	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,018884929	0,000138067	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,021245545	0,000135018	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,023606161	0,00013197	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,025966777	0,000128935	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,028327393	0,00012592	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,030688009	0,000122905	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,033048625	0,00011989	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,035409241	0,000116875	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,037769857	0,00011386	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,040130473	0,000110845	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,042491089	0,00010783	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,044851706	0,000104815	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,047212322	0,0001018	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,049572938	9,87853E-05	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046
0,051933554	6,76643E-05	8700	1261500	68600000	7,836324116	0,000046

Fuente: Propia

9.2.1.2.2 Concreto Asfáltico intermedio

Tabla 9.6 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Finn At EI.

0,05429417	6,47717E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,056654786	6,18791E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,059015402	5,89865E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,061376018	5,6094E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,063736634	5,32014E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,06609725	5,03088E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,068457866	4,74162E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,070818482	4,35606E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,073179099	3,91107E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,075539715	3,46609E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,077900331	3,02111E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,080260947	2,57613E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,082621563	2,13114E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,084982179	1,68938E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,087342795	1,25169E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,089703411	8,14001E-06	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,092064027	3,78351E-06	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,094424643	-4,48539E-07	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,096785259	-4,68059E-06	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,099145875	-8,92433E-06	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,101506492	-1,32622E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,103867108	-1,76001E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,106227724	-2,1938E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,10858834	-2,62759E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,110948956	-3,06138E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,113309572	-3,45637E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,115670188	-3,74687E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,118030804	-4,03737E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,12039142	-4,32787E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,122752036	-4,61836E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,125112652	-4,90886E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,127473268	-5,19936E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,129833885	-5,48986E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047
0,132194501	-7,95119E-05	8000	1160000	68600000	7,836324116	0,000047

Fuente: Propia

9.2.1.2.3 Concreto Asfáltico inferior

Tabla 9.7 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Finn At El.

0,134555117	-8,22246E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,136915733	-8,49373E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,139276349	-8,765E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,141636965	-9,03627E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,143997581	-9,30754E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,146358197	-9,57882E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,148718813	-9,85009E-05	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,151079429	-0,000102318	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,153440045	-0,00010642	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,155800661	-0,000110522	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,158161277	-0,000114625	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,160521894	-0,000118737	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,16288251	-0,000122865	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,165243126	-0,000126993	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,167603742	-0,000131122	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,169964358	-0,00013525	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,172324974	-0,000139378	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,17468559	-0,000143547	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,177046206	-0,000147719	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,179406822	-0,00015189	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,181767438	-0,000156062	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,184128054	-0,000160234	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,18648867	-0,000164498	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,188849287	-0,00016887	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,191209903	-0,00017325	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,193570519	-0,000177672	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,195931135	-0,000182093	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,198291751	-0,000186515	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,200652367	-0,000190937	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,203012983	-0,000195359	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,205373599	-0,000199805	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,207734215	-0,000204282	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,210094831	-0,00020876	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,212455447	-0,000212941	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,214816063	-0,000216241	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,21717668	-0,000219542	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,219537296	-0,000222842	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,221897912	-0,000226142	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,224258528	-0,000229442	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,226619144	-0,000232742	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,22897976	-0,000236043	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054
0,231340376	-0,000253235	4800	696000	68600000	7,836324116	0,000054

Fuente: Propia

9.2.1.3 Shell

9.2.1.3.1 Concreto Asfáltico superior

Tabla 9.8 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Shell.

Distance [m]	E Mpa	E N/m2	Vbit %	K	Ejes Equivalentes de Diseño	Deformacion Admisible
0	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,002360616	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,004721232	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,007081848	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,009442464	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,01180308	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,014163696	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,016524313	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,018884929	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,021245545	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,023606161	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,025966777	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,028327393	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,030688009	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,033048625	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,035409241	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,037769857	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,040130473	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,042491089	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,044851706	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,047212322	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,049572938	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081
0,051933554	8700	8700000000	12	1	68.600.000	0,000081

Fuente: Propia

9.2.1.3.2 Concreto Asfáltico intermedio

Tabla 9.9 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico intermedio, Shell.

0,05429417	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,056654786	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,059015402	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,061376018	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,063736634	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,06609725	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,068457866	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,070818482	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,073179099	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,075539715	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,077900331	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,080260947	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,082621563	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,084982179	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,087342795	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,089703411	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,092064027	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,094424643	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,096785259	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,099145875	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,101506492	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,103867108	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,106227724	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,10858834	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,110948956	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,113309572	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,115670188	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,118030804	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,12039142	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,122752036	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,125112652	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,127473268	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,129833885	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071
0,132194501	8000	8000000000	10	1	68.600.000	0,000071

Fuente: Propia

9.2.1.3.3 Concreto Asfáltico inferior

Tabla 9.10 – Cálculo de deformaciones unitarias horizontales admisibles, Concreto Asfáltico inferior, Shell.

0,134555117	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,136915733	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,139276349	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,141636965	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,143997581	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,146358197	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,148718813	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,151079429	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,153440045	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,155800661	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,158161277	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,160521894	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,16288251	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,165243126	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,167603742	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,169964358	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,172324974	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,17468559	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,177046206	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,179406822	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,181767438	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,184128054	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,18648867	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,188849287	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,191209903	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,193570519	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,195931135	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,198291751	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,200652367	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,203012983	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,205373599	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,207734215	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,210094831	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,212455447	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,214816063	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,21717668	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,219537296	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,221897912	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,224258528	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,226619144	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,22897976	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070
0,231340376	4800	4800000000	8	1	68.600.000	0,000070

Fuente: Propia

9.2.2 Criterios de falla en la subrasante

9.2.2.1 Shell

- Para un nivel de confianza del 50% el criterio de deformación es:

$$\epsilon_z = 2,8 \times 10^{-2} * N_f^{-0,25}$$

- Para un nivel de confianza del 85% el criterio de deformación es:

$$\epsilon_z = 2,1 \times 10^{-2} * N_f^{-0,25}$$

- Para un nivel de confianza del 90% el criterio de deformación es:

$$\epsilon_z = 1,8 \times 10^{-2} * N_f^{-0,25}$$

Tabla 9.11 – Cálculo de deformaciones unitarias verticales admisibles, Subrasante, Shell.

Distance [m]	Nf	Def Unitaria con 50%	Def Unitaria con 85%	Def Unitaria con 90%
0,39	68.600.000	0,00030766423	0,00023074817	0,00019778415

Fuente: Propia

9.2.2.2 Chevron

$$\epsilon_z = 1,05 \times 10^{-2} * N_f^{-0,223}$$

Tabla 9.12 – Cálculo de deformaciones unitarias verticales admisibles, Subrasante, Chevron

Profundidad [m]	Nf	Deformación Admisible
0,39	68.600.000	0,000187797

Fuente: Propia

9.2.2.3 Instituto de Asfalto

$$\epsilon_z = 1,365 \times 10^{-9} * N_f^{-4,477}$$

Tabla 9.13 – Cálculo de deformaciones unitarias verticales admisibles, Subrasante, Instituto de Asfalto

Distance [m]	Nf	Def Unitaria Admisible
0,39	68.600.000	0,000186019

Fuente: Propia

9.2.3 Número estructural de la capa Asfáltica

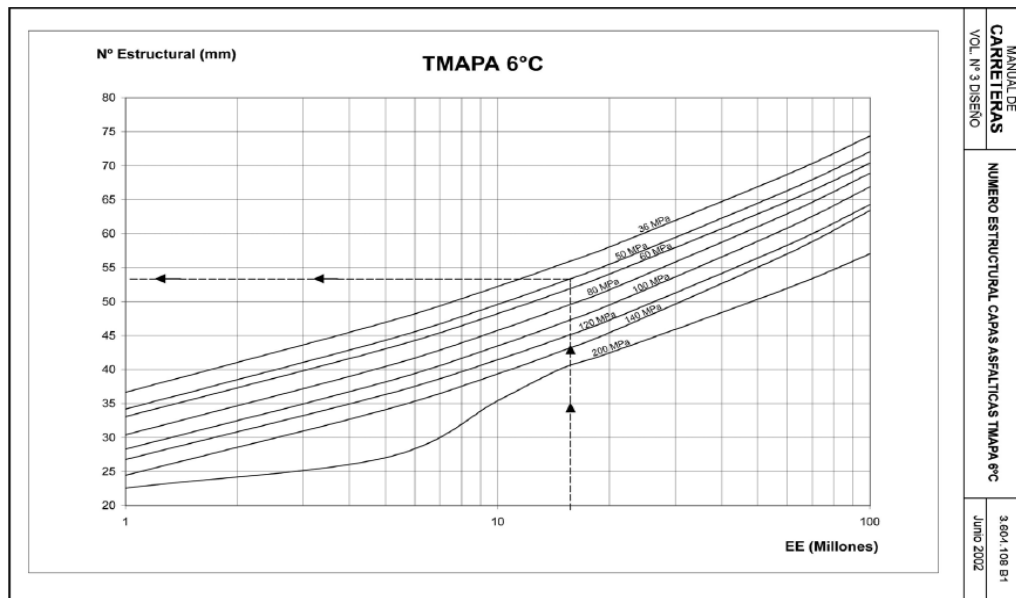


Figura 9.1 – Temperatura media anual del aire 6°C vs EE (millones), en función de Mr, Fuente: Manual de Carreteras Volumen 8 ,2019.

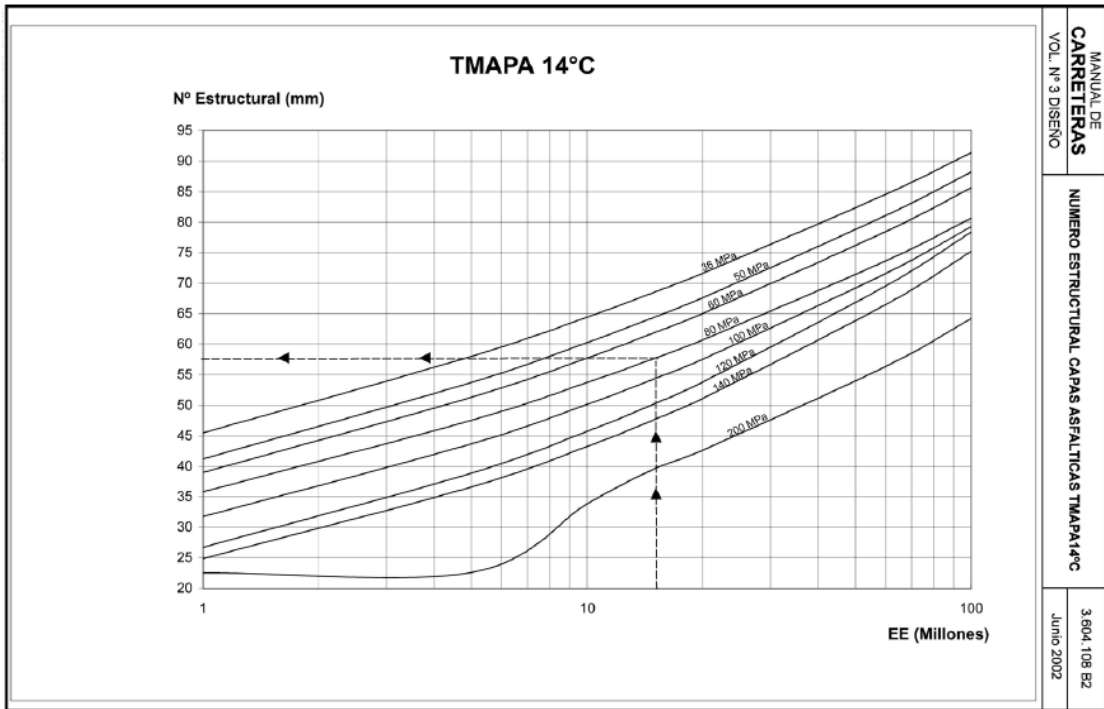


Figura 9.2 – Temperatura media anual del aire 14°C vs EE (millones), en función de Mr, Fuente: Manual de Carreteras Volumen 8 ,2019

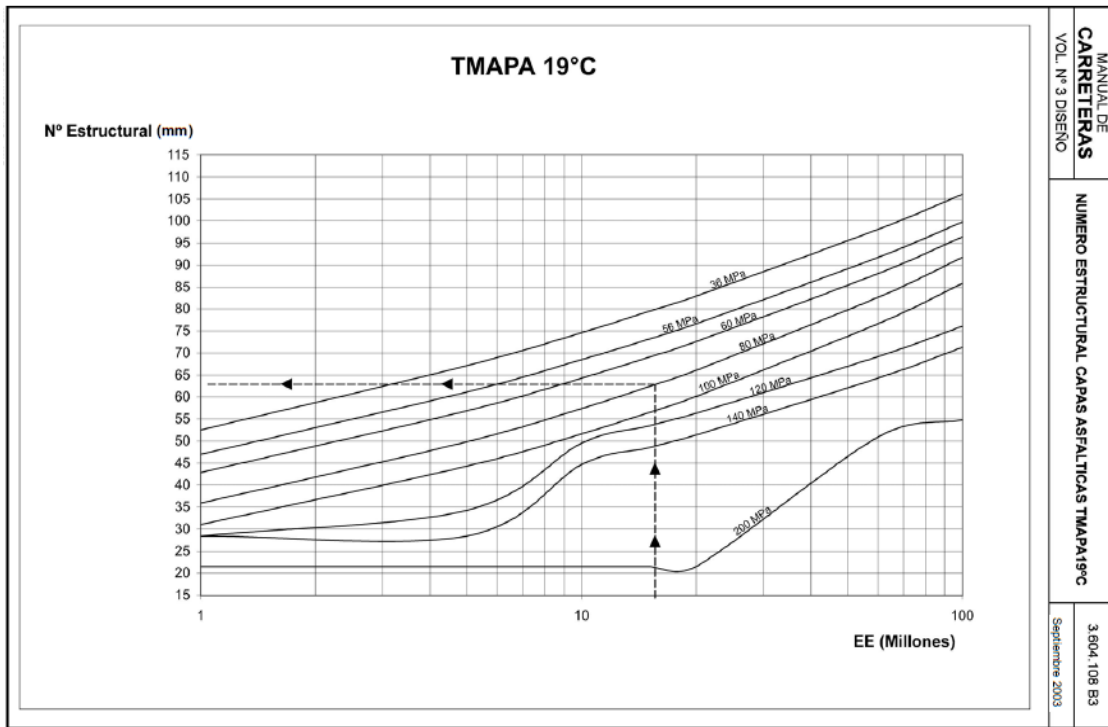


Figura 9.3 – Temperatura media anual del aire 19°C vs EE (millones), en función de Mr, Fuente: Manual de Carreteras Volumen 8 ,2019