

Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



**Diseño Simplificado de Pavimentos de Puertos Chilenos
para Ejes Super Pesados
Mediante AASHTO 93**

Por

Lucas Antonio Reyes Alvarez

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

Profesor Guía: Tarek Saud Costa.

Diciembre, 2021

Tabla de contenidos

Tabla de contenidos.....	2
Lista de figuras.....	4
Lista de tablas.....	6
Lista de ecuaciones.....	8
CAPÍTULO I.....	9
1. Introducción.....	9
1.1. Planteamiento del problema.....	9
1.2. Objetivos.....	10
1.3. Alcance del trabajo.....	11
1.4. Descripción del documento.....	12
CAPÍTULO II.....	13
2. Pavimentos.....	13
2.1. Pavimento flexible.....	14
2.2. Fallas de pavimentos flexibles en puertos.....	15
CAPÍTULO III.....	18
3. Métodos de diseño, normativa y criterios de falla.....	18
3.1. Método AASHTO 93 para pavimentos flexibles.....	18
3.2. Método de diseño analítico mecanicista (Método Shell).....	25
3.3. Método elementos finitos (FEM).....	25
3.4. Normativa de diseño para pavimentos portuarios.....	26
3.5. Descripción del dimensionamiento de la estructura de pavimentos.....	34
3.6. Criterios de fatiga.....	37
CAPÍTULO IV.....	40
4. Descripción de los parámetros para el diseño.....	40
4.1. Metodología Shell mediante el software Bisar 3.0.....	40
4.2. Metodología de elementos finitos mediante Rocscience2 (RS2).....	48
4.3. Método AASHTO 93.....	52
CAPÍTULO V.....	54
5. Resultados y análisis.....	54
5.1. Criterios de falla para los casos de estudio.....	54
5.2. Deformaciones unitarias mediante Bisar 3.0.....	56
5.3. Deformaciones unitarias mediante RS2.....	62
5.4. Análisis comparativo.....	83
5.5. Número estructural según AASHTO 93.....	89
CAPITULO VI.....	91
6. Conclusiones y comentarios.....	91

6.1.	Conclusiones	91
6.2.	Comentarios	93
CAPITULO VII.....		94
7.	REFERENCIAS	94
CAPÍTULO VIII		96
8.	ANEXOS.....	96
8.1.	Deformaciones BISAR 3.0	96

Lista de figuras

Figura 2.1- Distribución de esfuerzos en los pavimentos.....	13
Figura 2.2- Estructura para un pavimento flexible.....	14
Figura 2.3- Falla de agrietamiento por fatiga del asfalto.....	15
Figura 2.4- Falla por ahuellamiento debido a la compresión y consolidación del material.....	16
Figura 2.5- Falla por ahuellamiento debido a una mala implementación del pavimento.....	17
Figura 3.1- Cargador frontal tipo (TP).....	30
Figura 3.2- Cargador lateral tipo (SP).....	31
Figura 3.3- Cargador tipo Reach-Stacker (RS).....	32
Figura 3.4- Distribución de cargas para cargadores frontales o laterales.....	32
Figura 3.5- Sugerencia diseño pavimentos flexible definitivo recomendado para zonas de circulación.....	37
Figura 4.1- Sistema de coordenadas utilizado por Bisar 3.0.....	41
Figura 4.2- Esquema del comportamiento de los esfuerzos y deformaciones a evaluar en la metodología Shell.....	41
Figura 4.3- Dimensiones para cargador Reach-Stacker Kalmar.....	42
Figura 4.4- Dimensiones frontales para cargador Reach-Stacker.....	45
Figura 4.5- Modelamiento de cargas del eje delantero para el programa Bisar 3.0.....	46
Figura 4.6- Modelo de la sección de pavimento flexible mediante RS2 con grilla triangular de 6 nodos graduada.....	49
Figura 4.7- Modelo tipo de pavimento flexible en RS2 con cargas estáticas aplicadas.....	52
Figura 5.1- Puntos de análisis para los distintos criterios de falla.....	56
Figura 5.2- Modelo de una sección de pavimento para el caso 1 en una pista de 8 metros, mediante RS2.....	63
Figura 5.3- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 1 en un sector de 8 metros, mediante RS2.....	63
Figura 5.4- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 1 en un sector de 8 metros mediante RS2.....	65
Figura 5.5- Modelo de una sección de pavimento para el caso 1 en una pista de 20 metros, mediante RS2.....	66
Figura 5.6- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 1 en un sector de 20 metros, mediante RS2.....	66
Figura 5.7- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 1 en un sector de 20 metros mediante RS2.....	67
Figura 5.8- Modelo de una sección de pavimento para el caso 2 en una pista de 8 metros, mediante RS2.....	68
Figura 5.9- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 2 en un sector de 8 metros, mediante RS2.....	69
Figura 5.10- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 2 en un sector de 8 metros mediante RS2.....	70
Figura 5.11- Modelo de una sección de pavimento para el caso 3 en una pista de 8 metros, mediante RS2.....	71
Figura 5.12- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 3 en un sector de 8 metros, mediante RS2.....	71
Figura 5.13- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del Caso 3 para un sector de 8 metros mediante RS2.....	72
Figura 5.14- Deformaciones unitarias horizontales sobre el punto A para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.....	74
Figura 5.15- Deformaciones unitarias horizontales sobre el punto B para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.....	75
Figura 5.16- Deformaciones unitarias verticales sobre el punto C para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.....	76
Figura 5.17- Deformaciones unitarias verticales sobre el punto D para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.....	77
Figura 5.18- Deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 2, en un sector de 8 metros.....	79
Figura 5.19- Deformaciones unitarias verticales sobre los puntos C y D para el Caso 2, en un sector de 8 metros.....	80

Figura 5.20- Deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 3, en un sector de 8 metros.	81
Figura 5.21- Deformaciones unitarias verticales sobre los puntos C y D para el Caso 3, en un sector de 8 metros.	82
Figura 5.22- Deformaciones unitarias horizontales en el punto A para los distintos casos.	83
Figura 5.23- Deformaciones unitarias horizontales en el punto B para los distintos casos.	84
Figura 5.24- Deformaciones unitarias verticales en el punto C para los distintos casos.	85
Figura 5.25- Deformaciones unitarias verticales en el punto D para los distintos casos.	86
Figura 8.1- Resultados para una base granular mediante Bisar3.0.	96
Figura 8.2- Resultados para una capa de asfalto CA-24 mediante Bisar 3.0.	96
Figura 8.3- Resultados para el caso 1 mediante Bisar 3.0.	97
Figura 8.4- Resultados para el caso 2 mediante Bisar 3.0.	97
Figura 8.5- Resultados para el caso 3 mediante Bisar 3.0.	98

Lista de tablas

Tabla 3.1- Índice de serviciabilidad inicial para pavimentos.....	20
Tabla 3.2- Índice de serviciabilidad final.....	20
Tabla 3.3- Nivel de confiabilidad recomendados.....	21
Tabla 3.4- Desviación normal para diferentes niveles de confiabilidad.....	21
Tabla 3.5- Valores recomendados para la desviación estándar,.....	22
Tabla 3.6- Capacidad de drenaje de acuerdo con la retención del agua.....	23
Tabla 3.7- Coeficientes de drenaje.....	23
Tabla 3.8- Carga máxima para contenedores de 20 y 40 pies.....	27
Tabla 3.9- Cargas y presiones de los equipos de manipulación en las peores condiciones de trabajo.....	28
Tabla 3.10- Tipos de cargadores frontales.....	29
Tabla 3.11- Tipos de cargadores laterales.....	30
Tabla 3.12- Tipos de cargadores Reach-Stacker.....	31
Tabla 3.13- Factores de carga dinámicos (fD).....	33
Tabla 3.14- Requisitos para bases granulares según tipo de carpeta de rodadura.....	35
Tabla 4.1- Características Reach-Stacker.....	42
Tabla 4.2- Características del neumático para cargador Reach-Stacker.....	43
Tabla 4.3- Área de contacto y radio de carga.....	43
Tabla 4.4- Carga de la rueda delantera y traseras para cargadores cargados con contenedores de 20 y 40 pies a máxima capacidad.....	44
Tabla 4.5 Comparación de cargas en las ruedas delanteras obtenidas por los distintos métodos.....	44
Tabla 4.6- Resumen de dimensiones del eje frontal par aun cargador frontal Reach-Stacker.....	45
Tabla 4.7- Módulo resiliente para los distintos tipos de subrasante.....	47
Tabla 4.8- Características para la base estabilizada con cemento (BTC).....	47
Tabla 4.9- Módulos dinámicos y espesores de las capas estructurales.....	48
Tabla 4.10- Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.....	50
Tabla 4.11- Propiedades mecánicas de los materiales para RS2.....	51
Tabla 5.1- Composición asfalto de alto módulo.....	54
Tabla 5.2- Deformación unitaria admisible por tracción en la base de la capa asfáltica de alto módulo.....	54
Tabla 5.3- Deformación unitaria vertical admisible.....	55
Tabla 5.4- Composición del asfalto CA-24.....	55
Tabla 5.5- Deformación admisible por tracción en la base del concreto asfáltico CA-24.....	55
Tabla 5.6- Espesores de las capas estructurales del pavimento de alto módulo para el caso 1.....	57
Tabla 5.7- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 1, mediante Bisar 3.0.....	57
Tabla 5.8- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 1, mediante Bisar 3.0.....	57
Tabla 5.9- Espesores de las capas estructurales del pavimento de alto módulo para el caso 2.....	58
Tabla 5.10- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 2, mediante Bisar 3.0.....	58
Tabla 5.11- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 2, mediante Bisar 3.0.....	58
Tabla 5.12- Espesores de las capas estructurales del pavimento de alto módulo para el caso 3.....	59
Tabla 5.13- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 3, mediante Bisar 3.0.....	59
Tabla 5.14- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 3, mediante Bisar 3.0.....	59
Tabla 5.15- Resultado espesor para una capa base granular sin tratamiento.....	60
Tabla 5.16- Espesores de las capas estructurales para un asfalto CA-24 del caso 1.....	60
Tabla 5.17- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 1 para un asfalto CA-24.....	60
Tabla 5.18- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 1 para un asfalto CA-24.....	61
Tabla 5.19- Espesores de las capas estructurales para los distintos casos de estudio.....	61

Tabla 5.20- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 1 para un sector de 8 metros.	64
Tabla 5.21- Deformación unitarias verticales para el caso 1 con un sector de 8 metros, mediante RS2.	65
Tabla 5.22- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 1 para un sector de 20 metros.	67
Tabla 5.23- Deformación unitarias verticales para el caso 1 con un sector de 20 metros, mediante RS2.	68
Tabla 5.24- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 2 para un sector de 8 metros.	69
Tabla 5.25- Deformación unitarias verticales para el caso 2 con un sector de 8 metros, mediante RS2.	70
Tabla 5.26- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 3 para un sector de 8 metros.	72
Tabla 5.27- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 3 en un sector de 8 metros mediante RS2.	73
Tabla 5.28- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales en el punto A para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.	74
Tabla 5.29- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales en el punto B para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.	75
Tabla 5.30- Resultados de las deformaciones unitarias verticales en el punto C para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.	76
Tabla 5.31- Resultados de las deformaciones unitarias verticales en el punto D para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.	77
Tabla 5.32- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 2, en un sector de 8 metros.	79
Tabla 5.33- Resultados de las deformaciones unitarias verticales sobre los puntos C y D para el Caso 2, en un sector de 8 metros.	80
Tabla 5.34- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 3, en un sector de 8 metros.	81
Tabla 5.35- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos C y D para el Caso 3, en un sector de 8 metros.	82
Tabla 5.36- Comparación de resultados para el Caso 1 mediante Bisar 3.0 y RS2.	87
Tabla 5.37- Comparación de resultados para el Caso 2 mediante Bisar 3.0 y RS2.	88
Tabla 5.38- Comparación de resultados para el Caso 3 mediante Bisar 3.0 y RS2.	88
Tabla 5.39 Coeficientes estructurales y de drenaje para los casos de estudio.	89
Tabla 5.40 Números estructurales aportantes para los distintos casos de estudio.	90

Lista de ecuaciones

Ecuación 3-1	18
Ecuación 3-2	19
Ecuación 3-3	19
Ecuación 3-4	24
Ecuación 3-5	24
Ecuación 3-6	24
Ecuación 3-7	24
Ecuación 3-8	32
Ecuación 3-9	32
Ecuación 3-10.....	32
Ecuación 3-11.....	32
Ecuación 3-12.....	32
Ecuación 3-13.....	32
Ecuación 3-14.....	37
Ecuación 3-15.....	37
Ecuación 3-16.....	38
Ecuación 3-17.....	38
Ecuación 3-18.....	39
Ecuación 3-19.....	39
Ecuación 3-20.....	39
Ecuación 3-21.....	39
Ecuación 4-1	43
Ecuación 4-2	43
Ecuación 4-3	46
Ecuación 4-4	46
Ecuación 4-5	47
Ecuación 4-6	47
Ecuación 4-7	47
Ecuación 4-8	52
Ecuación 4-9	53
Ecuación 4-10.....	53
Ecuación 4-11.....	53

CAPÍTULO I

1. Introducción

1.1. Planteamiento del problema

El crecimiento del comercio vía marítima implica la necesidad de aumentar la capacidad y el mejoramiento de los implementos presentes en los puertos para poder entregar una mejor experiencia, atendiendo las necesidades de los clientes mediante una infraestructura adecuada, integral y eficiente [1].

Actualmente en los últimos 13 años las mercancías transportadas por agua han aumentado en un 63%, a una tasa de variación anual promedio de 4,1%, por lo que Chile hoy en día no está ajeno a estos requerimientos, debido a que su costa consta de 9000 kilómetros de extensión proporcionando un 96% de comercio internacional mediante vía marítima. Bajo esta misma premisa es que hoy en día se busca solucionar la problemática de entregar un diseño de pavimento flexible para el aumento de cargas en los puertos [1].

Otro punto importante para tener en cuenta sobre el comercio marítimo es el pavimento en los puertos, donde sobre estos operan vehículos especializados que son los encargados de movilizar todas estas cargas de comercio de alto tonelaje, provocando que los esfuerzos transmitidos desde los vehículos hacia las estructuras de pavimento sean de gran magnitud superando a los vehículos que transitan cotidianamente en carreteras o ciudades [2]. Por lo que lleva a deducir que los pavimentos presentes en los puertos necesitan de un estudio especializado para realizar un diseño de pavimentos flexibles que presenten altas demandas.

En Chile los pavimentos de carreteras o caminos son diseñados principalmente mediante la metodología AASHTO 93, donde se presentan ciertos criterios de carga para los ejes de vehículos que circulan por el pavimento. Esta metodología es utilizada gracias a su fácil manejo y comprensión, por medio de expresiones y coeficientes que caracterizan los materiales necesarios para realizar un diseño de pavimento.

Como se mencionó con anterioridad, en los puertos chilenos existen diferentes maquinarias para el transporte de cargas, los cuales en conjunto con los contenedores transportados y velocidades a las que circulan provocan grandes daños al pavimento, a diferencia de pavimentos de caminos o carreteras que están bajo cargas mucho menores.

De acuerdo con lo anterior se puede afirmar que los pavimentos en una zona portuaria necesitan de un análisis especial para cargas más pesadas, en especial para las zonas de almacenamiento, en donde ocurren las operaciones de transporte, almacenamiento, entrega y recepción de los contenedores [3].

En cuanto al análisis para el diseño de pavimentos en puertos, se utilizará la metodología Shell y AASHTO 93 modificada para diseñar un pavimento flexible capaz de soportar cargas super pesadas. Luego comparar mediante un software basado en elementos finitos, RS2, de la empresa Rocscience y la metodología Shell, que se cumplan los ciertos criterios de fatiga utilizados (agrietamiento y ahuellamiento del asfalto).

1.2.Objetivos

1.2.1. General

- Diseñar pavimentos de asfalto para puertos chilenos mediante la implementación del método AASHTO 93 para pavimentos con ejes super pesados, para luego comparar y verificar el diseño mediante elementos finitos.

1.2.2. Específicos

- Diseñar pavimentos de asfalto mediante AASHTO 93 y metodología Shell para distintas calidades de la subrasante, en este caso distintos niveles de porcentaje de CBR.
- Corroborar mediante un software de elementos finitos (RS2) si los pavimentos diseñados cumplen las condiciones de acuerdo con los distintos criterios de falla propuestos por diferentes autores.
- Proponer una estructura de pavimento, tanto para la Base y Subbase, para la realización del estudio.
- Realizar un análisis de sensibilidad entre espesor de capa asfáltica para distintos valores de CBR de la subrasante, de tal manera de obtener una guía para el diseño de pavimentos altamente solicitados.
- Para los casos en que los pavimentos no cumplen con ninguno de los criterios de falla a utilizar, estos se rediseñarán para que los cumplan.

1.3. Alcance del trabajo

- El proyecto comprende diseños de la estructura de pavimento para puertos presentes en Chile, en el cual se realizará con valores teóricos de subrasantes con el fin de obtener un análisis de sensibilidad para los distintos tipos de suelos posibles en los puertos presentes.
- El diseño consiste en un pavimento flexible diseñado mediante la implementación de los métodos AASHTO 93, Shell y elementos finitos, para la estimación del diseño estructural de las capas del pavimento y un análisis de los criterios de falla para la subrasante y la carpeta asfáltica.
- Para el análisis de cargas presentes en los puertos se utilizará el vehículo cargador frontal, según literatura y estudios realizados es el que provoca más daño a los pavimentos portuarios por su mayor uso diariamente.
- Los vehículos y máquinas que se utilizarán en este proyecto serán seleccionados de manera global, eso quiere decir, al no contar con información específica para cada puerto se utilizará alguna maquinaria presente en los puertos.
- Los criterios de diseño que se utilizarán en este proyecto serán obtenidos del Manual de Carreteras Volumen 3 y del manual de AASHTO para la caracterización de los suelos de las subrasantes.

1.4.Descripción del documento

Para el presente trabajo de título la metodología de trabajo será la siguiente:

El CAPÍTULO II consta de una revisión bibliográfica sobre los pavimentos flexibles, los tipos de fallas presentes en puertos y la estructura principal que estará presente en el pavimento para el estudio según normativas y recomendaciones vigentes.

El CAPÍTULO III se centra en una descripción de las metodologías a utilizar, siendo principalmente la metodología AASHTO 93 y la metodología Shell. De igual manera se presentan los estudios de carga de equipos de manipulación, estructura principal de pavimentos a utilizar, entre otros.

El CAPÍTULO IV se realizará una descripción de los parámetros a utilizar, donde se darán a conocer igualmente los pasos y los datos de entrada para las distintas metodologías.

El CAPÍTULO V se procederá a la obtención de resultados para los distintos métodos junto con un análisis de estos mismos, de igual manera se procederá a la comparación para los distintos casos, tanto de espesores como deformaciones unitarias obtenidas.

El CAPITULO VI se realizarán las conclusiones y comentarios de los resultados obtenidos en el CAPÍTULO IV.

Finalmente, el CAPITULO VII y CAPÍTULO VIII constará de las respectivas referencias y anexos.

Es importante tener en cuenta que para el análisis se tendrán las siguientes consideraciones:

- En caso de no contar con información necesaria de los suelos en los puertos de Chile, se utilizará una estructura de pavimentos teórica, donde se especificará el espesor y la calidad de su base y su subbase.
- Se utilizará el vehículo de manipulación más desfavorable para la obtención de resultados, y no todos los vehículos existentes en puertos.

CAPÍTULO II

2. Pavimentos

La principal función de los pavimentos es proveer una superficie de rodamiento adecuada para tránsito principalmente de vehículos. Estos pavimentos presentan diferentes estratos los cuales son los encargados de distribuir las cargas provocadas por los vehículos que transitan sin que se sobrepasen las tensiones admisibles para las distintas capas del pavimento.

Un pavimento debe cumplir ciertas funciones para ser considerado un pavimento óptimo:

- Ser capaz de resistir las cargas impuestas por el tránsito.
- Ser capaz de no verse afectado a mayor escala por el clima para el cual fue diseñado.
- Ser resistente a los efectos producidos por la fricción de las llantas de los vehículos que circulan por el pavimento.
- Debe ser durable y debe ser económico.

Principalmente los pavimentos se dividen en dos tipos: pavimentos flexibles y pavimentos rígidos, donde en el presente trabajo de título se utilizarán únicamente pavimentos flexibles. La utilización de estos dependerá de los siguientes aspectos: el uso al cual irán destinados, a la vida de servicio que se requiere, al costo del proyecto, al clima, a las cargas que se estarán aplicando al pavimento, entre otras. Cabe destacar que ambos tipos de pavimentos mediante un diseño adecuado pueden satisfacer las necesidades que requiere un proyecto para permitir una circulación cómoda y segura a la velocidad especificada [4].

Una de las principales diferencias que poseen estos pavimentos, es la forma en que distribuyen los esfuerzos al aplicarles cargas como se muestra en la Figura 2.1 [4]:

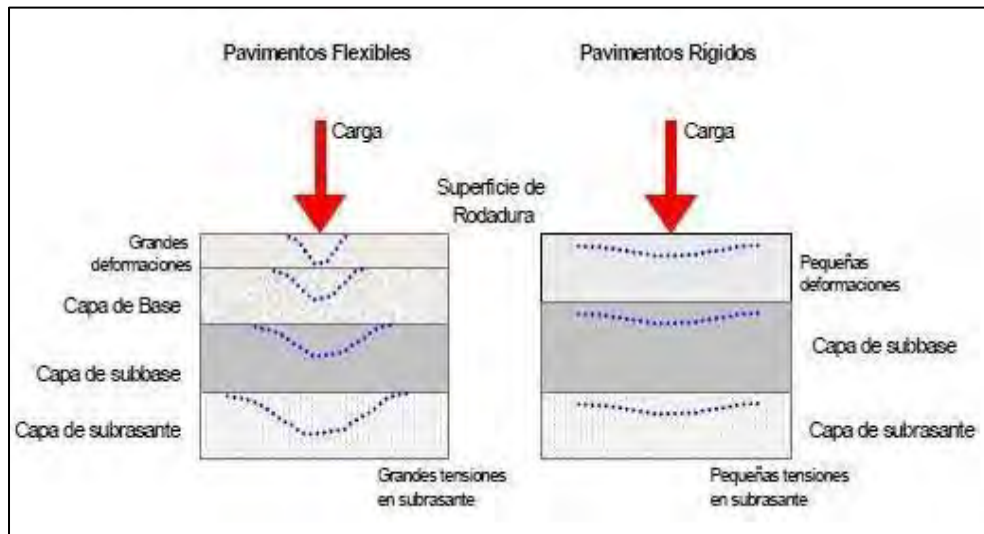


Figura 2.1- Distribución de esfuerzos en los pavimentos.

2.1.Pavimento flexible

Un pavimento flexible es aquel cuya superficie de rodadura está constituida por una carpeta asfáltica bituminosa, cuyos principales constituyentes son betunes o mezclas de hidrocarburos, que se presentan en la naturaleza o que se obtienen mediante el refinamiento del petróleo [5]. Estos pavimentos son capaces de transmitir y distribuir los esfuerzos ocasionadas por las cargas desde la carpeta asfáltica hacia las capas estructurales como se muestra en la Figura 2.2, distribuyendo los esfuerzos y deformaciones hasta que llegue a un nivel aceptable a la subrasante. Estos pavimentos se caracterizan por ser un sistema de multicapas con las capas de mejor calidad cerca de la superficie donde las tensiones son de mayor magnitud, por lo que las capas más cercanas a las superficies son las encargadas de absorber la mayor cantidad de esfuerzos.

Estos pavimentos como se mencionó con anterioridad presentan diferentes configuraciones para sus capas estructurales las encargadas de soportar y disipar las cargas y esfuerzos. Las capas estructurales que pueden estar presentes en un pavimento flexible son: la carpeta asfáltica, la capa base, la subbase y la subrasante.

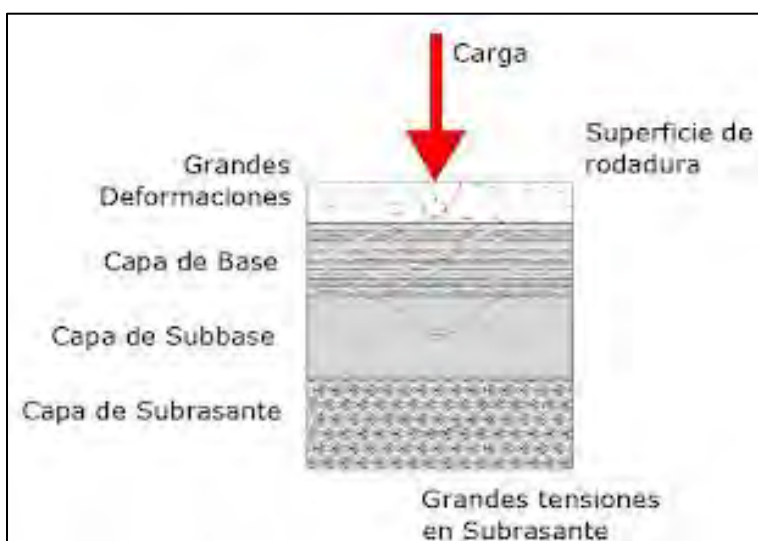


Figura 2.2- Estructura para un pavimento flexible.

2.1.1. Capa superficial o superficie de rodadura

Es la capa superior de un pavimento, la cual está en contacto con el tráfico y medio ambiente, esta puede ser de una mezcla bituminosa, de concreto tipo cemento o adoquines. Esta capa debe ser resistente a la tensión, impermeable hasta donde sea posible para impedir el paso del agua al interior del pavimento y ser una superficie uniforme para proporcionar un tránsito estable y confortable. También puede ser producida con mezclas asfálticas en frío o en caliente por lo que dependerá de las solicitaciones del diseño [6].

2.1.2. Base

La base como se observa en la Figura 2.2, es la capa situada debajo de la carpeta de asfalto, cuyo objetivo principal es la absorción de la mayor parte de los esfuerzos verticales ocasionados por las cargas de tránsito, para luego ser transmitidas a la subbase y posteriormente a la subrasante, constituida principalmente por material granular o estabilizada con algún aditivo, mejorando su capacidad soportante [6].

2.1.3. Subbase

La subbase es una capa de material especificado y con un espesor de diseño, capaz de soportar la base y a la carpeta. Además, se utiliza como capa de drenaje, controlador de la capilaridad del agua y de igual manera actúa como filtro de la base impidiendo que las partículas finas de la subbase la contaminen. Dependiendo del tipo de diseño y dimensionamiento del pavimento esta capa puede obviarse, puede ser de material granular ($CBR \geq 40\%$) o tratada con asfalto, cal o cemento [6].

2.1.4. Subrasante

La subrasante es la primera capa que está sujeta a menor cantidad de esfuerzos, ya que estos disminuyen con la profundidad, esta subrasante es capaz de resistir deformaciones y esfuerzos de corte dependiendo de las propiedades que estén presentes en ella. Las propiedades que definen la subrasante se pueden clasificar según el tipo de suelo, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad al hielo y drenaje.

Un parámetro fundamental para la clasificación de las subrasantes es el CBR, obtenido a través del ensayo Capacidad de Soporte California utilizado en gran parte de los métodos de diseños de pavimentos.

Las propiedades de los suelos de la subrasantes son una variable muy importante para tener en cuenta en el diseño de pavimentos, debido a que estas propiedades siempre estarán presentes en cualquier tipo de proyecto vial o estructural [33].

2.2. Fallas de pavimentos flexibles en puertos

Diseñar un pavimento de puerto mediante pavimentos flexibles puede tener una gran ventaja que suele ser su bajo costo y su fácil reparación o mantenimiento, estos pavimentos al estar solicitados con altas cargas es muy probable que ocurran fallas si estos no poseen un diseño o mantenimiento correcto, provocando que no se logre un nivel adecuado de desempeño durante toda la vida útil del pavimento.

Los principales deterioros de los pavimentos asfálticos se han visto asociados a los fenómenos de agrietamientos y deformaciones permanentes. El agrietamiento puede ocurrir por distintos orígenes, pero principalmente ocurre por la fatiga del material, la cual es provocada por cargas repetitivas de tránsito vehicular en donde el esfuerzo tangencial ocurrido bajo la capa de asfalto supera ciertos límites, o de igual manera por los cambios de temperatura existentes en la zona. En la Figura 2.3 se aprecia el fenómeno de agrietamiento [8].



Figura 2.3- Falla de agrietamiento por fatiga del asfalto.

El otro tipo de fallas son ocasionadas por deformaciones permanentes conocidas de otra forma como ahuellamientos, el cual se origina por la compresión y consolidación del material ante la acción de los esfuerzos normales y cortantes transmitidos por el flujo vehicular. Estas deformaciones se van acumulando a medida que se repiten las cargas. Existen diferentes mecanismos mediante los cuales ocurren estas fallas, uno de ellos es la deformación mecánica debido a un soporte inadecuado de la base o de la subrasante que provoca puntos débiles o blandos por parte de estas estructuras obteniendo así el ahuellamiento. En la Figura 2.4 se presenta el ahuellamiento que ocasiona este tipo de mecanismo [8].

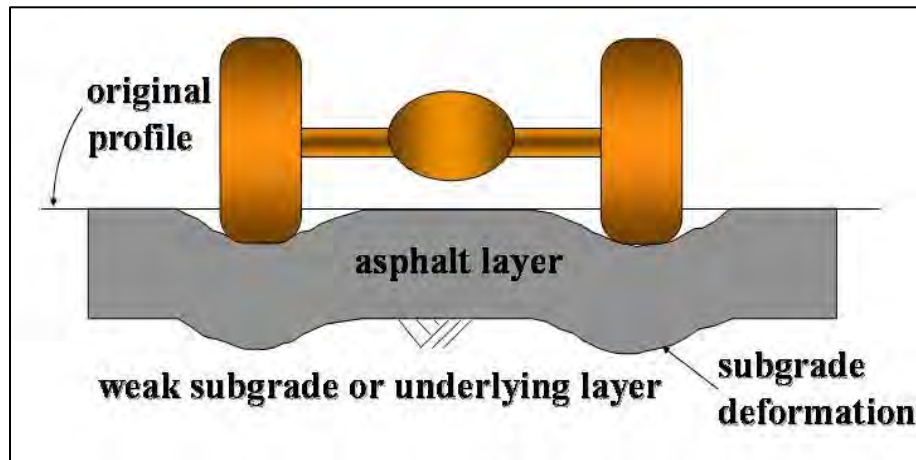


Figura 2.4- Falla por ahuellamiento debido a la compresión y consolidación del material.

Otro mecanismo para que ocurra el ahuellamiento es por a una mala implementación del pavimento, que dependerá netamente de la composición y la colocación del pavimento. Algunos de los factores que puede ocasionar ahuellamiento por falla del pavimento son las siguientes:

- Finos excesivos.
- Gradación inadecuada.
- Daños por humedad.
- Vacíos bajos.
- Asfalto de baja viscosidad.
- Alto contenido en asfalto.
- Agregado redondeado (grueso o fino).

De esta manera en la Figura 2.5 se presenta este tipo de ahuellamiento en donde no entran en participación las demás capas de la estructura de pavimento, solamente es el pavimento el que falla [8].

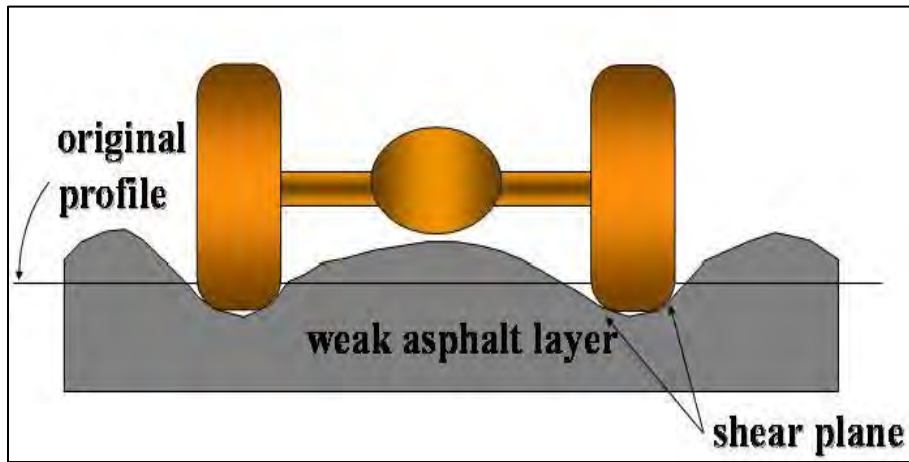


Figura 2.5- Falla por ahuellamiento debido a una mala implementación del pavimento.

CAPÍTULO III

3. Métodos de diseño, normativa y criterios de falla

3.1.Método AASHTO 93 para pavimentos flexibles

El método en su versión de 1993 es una extensión del procedimiento original, derivado de la prueba AASHTO realizada durante 2 años y terminada en 1960. Las modificaciones introducidas en esta versión están únicamente orientadas a expandir las posibilidades de aplicación del método a diferentes climas, diseños, materiales y suelos. Este procedimiento está basado en modelos que fueron desarrollados en función al desempeño del pavimento, las cargas vehiculares y resistencia de la subrasante para el diseño estructural del pavimento.

Esta metodología para pavimentos flexibles utiliza una relación para la obtención del parámetro denominado número estructural, cuyo valor es un indicativo del espesor total requerido, el cual consiste en la combinación de los espesores, coeficientes estructurales y coeficientes de drenajes de las distintas capas que conforman la estructura de pavimento como lo son: la capa asfáltica, la capa de base y la capa de subbase [9].

En Chile se utiliza para el diseño de carreteras u otras vías de conexión el Manual de Carreteras, el cual se basa en la metodología AASHTO 93, con algunas precisiones y complementos para ajustarlo más a la realidad chilena. Alguno de estos cambios son que la implementación de esta metodología no se utilice para zonas desérticas del norte del país en donde la precipitación media anual para 10 años de periodo de retorno sea igual o inferior a 40 mm.

Para la obtención del número estructural AASHTO 93 propone la siguiente expresión que relaciona algunas variables de diseño como lo son las cargas debidas a cierto tránsito, características de la subrasante, entre otras:

$$\text{Log}_{10}(W_{18}) = Z_r * S_o + 9.36 * \text{Log}_{10} * (SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{Log}_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \text{Log}_{10}(M_r) - 8.07$$

Ecuación 3-1

En que:

SN: Número Estructural [mm].

W₁₈: Número previsto de aplicaciones de carga por eje simple equivalente a 18 Kip.

Z_r: Valor del desviador en una curva de distribución normal, función de la confiabilidad del diseño (R) o grado de confianza en que las cargas de diseño serán superadas por las cargas reales aplicadas sobre el pavimento.

S_o: Desviación estándar del sistema, en función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito y comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de servicio.

ΔPSI: Pérdida de serviciabilidad prevista en el diseño, y medida como la diferencia entre la calidad de acabado del pavimento al concluirse su construcción (p_o) y al final del periodo de diseño (p_i)

M_r: Módulo resiliente de la subrasante y de las capas de bases y sub-bases granulares, obtenido a través de ecuaciones de correlación con la capacidad portante (CBR) de los materiales (psi).

De esta manera AASHTO 93 propone la Ecuación 3-2 para encontrar el número estructural solicitante, mediante la combinación de las capas estructurales como base, subbase y carpeta asfáltica. Cabe destacar que para un determinado número estructural puede existir un abanico de combinaciones de espesores para cada capa, por lo que se debe elegir la más adecuada según criterios o recomendaciones de diseño.

$$NE = a_1 * h_1 + a_2 * m_2 * h_2 + a_3 * m_3 * h_3 \quad \text{Ecuación 3-2}$$

Donde:

a_i : Coeficiente de capa i .

h_i : Espesor de capa i (pulgadas).

m_i : Coeficiente de drenaje de la capa i .

Con estas ecuaciones se puede obtener una predicción del volumen de tráfico que debe soportar un diseño de pavimento antes del deterioro hasta algún nivel terminal de serviciabilidad seleccionado para la Ecuación 3-1.

El primer cálculo es determinar el número estructural (NE_i) requerido para el diseño, el cual se busca mediante la combinación adecuada de espesores de las capas del pavimento, teniendo en cuenta parámetros como los coeficientes estructurales y de drenajes que garanticen finalmente un número estructural efectivo mayor o igual al requerido [11].

3.1.1. Parámetros de entrada de diseño

3.1.1.1. Tránsito

Conocer este valor de entrada es muy importante para poder realizar el diseño de pavimentos, para ello se necesita obtener un estudio del volumen de tránsito y de las cargas equivalentes acumuladas que existen para el periodo de diseño del proyecto. Hay diferentes tipos de vías en la cual circulan una gran variedad de vehículos, con dimensiones, pesos y configuraciones de ruedas muy distintas provocando que transmitan las cargas de manera diferente. Las cargas inducidas hacia los pavimentos por el tránsito son el factor principal para establecer las dimensiones y características del pavimento a diseñar [12].

3.1.1.2. Factor de ejes equivalentes

Para la obtención de factor de ejes equivalentes la AASHTO Road Test realizó un procedimiento donde utilizan diferentes tipos de vehículos y pesos de ejes que circulan por un camino, transformándolo a un solo eje patrón denominado factor de ejes equivalentes. Este eje patrón transforma los distintos ejes que circulan a un eje simple de rueda doble de 80 KN de peso.

Este factor se expresa por la pérdida de serviciabilidad ocurrida por la carga de un eje cualquiera, con la original por un eje estándar para un pavimento dado. La expresión es la siguiente:

$$\text{Factor } EEx = \frac{\text{Número de ejes de 80 KN que causan determinada pérdida de serviciabilidad}}{\text{Números de ejes de X peso (KN) que causan la misma pérdida de serviciabilidad}}$$

Ecuación 3-3

3.1.1.3. Serviciabilidad

La capacidad de serviciabilidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual se diseñará, en este caso tránsito de maquinarias pesadas en puertos.

Se tiene un índice de serviciabilidad presente PSI que rondará por los rangos de 0 a 5, en donde 0 estará en presencia de un pavimento en pésimas condiciones y 5 en un pavimento con perfectas condiciones.

El índice de serviciabilidad es el que representa cómo se deteriora el pavimento para un cierto periodo de diseño este corresponde a ser la vida en donde la serviciabilidad del pavimento se mantiene dentro de ciertos límites, terminada esta vida útil de diseño deberá repararse o rehabilitarse hasta cumplir con las condiciones necesarias para los usuarios de un manejo seguro y confortable.

En el diseño de pavimentos se debe tener en cuenta los parámetros de serviciabilidad inicial y final, donde la serviciabilidad inicial, p_i , corresponde a ser la que depende del tipo de pavimento que se diseñará como se presenta en la Tabla 3.1:

Tabla 3.1- Índice de serviciabilidad inicial para pavimentos.

Tipo de pavimento	Serviciabilidad inicial
Flexible	4,2
Rígido	4,5

Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO 93 [10].

En cambio, la serviciabilidad final, p_f , depende de la categoría del camino las cuales se presentan en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2- Índice de serviciabilidad final.

Caminos	Serviciabilidad final
Muy importantes	2,5 o 3,0
De menor tránsito	2,0

Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO 93 [10]

Los principales factores que influyen en la pérdida de serviciabilidad de un pavimento son el tráfico, la edad y el medio ambiente.

3.1.1.4. Confiabilidad

Debido al carácter empírico que posee este método AASHTO 93, fue necesario introducir este parámetro para que le diera un margen de seguridad al diseño y se pudiera tener en cuenta el grado de incertidumbre en la estimación de las variables de diseño.

Este parámetro se entiende por el inverso de la probabilidad de falla, eso quiere decir que a mayor confiabilidad menor será la probabilidad que el diseño falle para su vida útil. A medida que se escoja un nivel de confiabilidad mayor tendrá que aumentar los espesores del diseño.

De acuerdo con lo establecido por AASHTO93, los valores de confiabilidad recomendados se presentan en la Tabla 3.3:

Tabla 3.3- Nivel de confiabilidad recomendados.

Tipo de camino	Zonas urbanas	Zonas rurales
Autopistas	85-99,9	80-99,9
Carreteras de primer orden	80-99	75-95
Carreteras secundarias	80-95	75-95
Caminos vecinales	50-80	50-80

Fuente: Diseño de pavimentos AASHTO 93 [10].

De igual manera AASHTO 93 propone un enfoque regresional para solucionar la dispersión de la información con el dimensionamiento del pavimento, mediante una desviación estándar S_o , la que se utiliza para compatibilizar los comportamientos reales del pavimento con la curva de diseño que se propone. Este factor de ajuste entre ambas curvas se define como la desviación normal Z_r . Los factores de desviación normal se muestran en la Tabla 3.4:

Tabla 3.4- Desviación normal para diferentes niveles de confiabilidad.

Confiabilidad	Z_r
50	0
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
92	-1,405
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

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

Una vez elegido el parámetro de confiabilidad estos deberán ser corregidos mediante la desviación estándar, para corregir los datos dispersos que están presentes en la curva real de comportamiento del pavimento. Los rangos de desviación estándar sugeridos por AASTHO 93 son los siguientes:

$$0,40 \leq S_o \leq 0,50$$

Para uso general AASTHO 93 recomienda la Tabla 3.5 la cual otorga valores de desviación estándar que pueden ser ajustados en función de la experiencia para uso local.

Tabla 3.5- Valores recomendados para la desviación estándar,

Condición de diseño	Desviación estándar
Variación de la predicción en el comportamiento del pavimento (sin error de tráfico)	0,25
Variación total en la predicción del comportamiento del pavimento y en la estimación del tráfico.	0,35-0,50 (0,45 valor recomendado)

Fuente: Diseño de pavimentos AASTHO 93 [10].

3.1.1.5. Coeficiente de drenaje

La humedad juega un papel fundamental a la hora de realizar un diseño de pavimento estructural, debido a que esta afecta al comportamiento y en algunas circunstancias puede provocar ciertos daños los cuales pueden ser:

- Migración de partículas del suelo creando problemas de erosión.
- Fallas producidas por un escurrimiento incontrolado que llevan a la saturación, exceso de subpresión o exceso de fuerzas de filtración.
- Ablandamiento de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un prolongado periodo.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad [13].

Existen diferentes factores que influyen a la calidad del drenaje de las capas granulares estos son: La permeabilidad de la base, la permeabilidad del suelo de la subrasante, la existencia o no de sistemas de drenaje insertos en la base, la pendiente transversal y la distancia a la que se encuentran a los puntos de evacuación.

De esta manera el coeficiente de drenaje define dos parámetros: la capacidad de drenaje que se determina de acuerdo con el tiempo que tarda el agua en evacuar del pavimento y por el porcentaje de tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación en el transcurso del año. Este porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje. Los siguientes rangos de capacidades de drenaje dependen de la capacidad del suelo a la retención de agua, se presentan en la Tabla 3.6:

Tabla 3.6- Capacidad de drenaje de acuerdo con la retención del agua.

Calidad de drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser evacuada.
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	Agua no drena

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

De igual manera, se establecen ciertos factores de correcciones que se presentan en función del porcentaje de tiempo a lo largo del año.

Para el proyecto a realizar el Ministerio de Obras Públicas presenta en su Manual de Carretera valores recomendados para los coeficientes de drenaje que dependen de la zona en donde se encuentren los suelos, los cuales se presentan en la Tabla 3.7:

Tabla 3.7- Coeficientes de drenaje.

Región	Precipitación media anual	Base Permeable	Base: Finos hasta 10%		Base: más 10% finos	
			Subrasante Granular	Subrasante Finos	Subrasante. Granular	Subrasante. Finos
IV	<= 100 mm	1,40-1,35	1,35-1,25	1,35-1,25	1,25-1,25	1,05
	> 100 mm	1,40-1,35	1,35-1,25	1,35-1,25	1,15-1,00	1,05-0,8
V a VI	<= 150 mm	1,40-1,35	1,35-1,25	1,35-1,25	1,15-1,00	1,00
	> 150 mm	1,40-1,35	1,35-1,25	1,25-1,15	1,00	1,00-0,8
VII a IX	<= 350 mm	1,40-1,35	1,35-1,25	1,35-1,25	1,00	0,80
	>350 mm	1,40-1,35	1,25-1,15	1,25-1,15	1,00-0,80	0,80
X	<= 1500 mm	1,40-1,35	1,25-1,15	1,15	1,00-0,80	0,80-0,60
	> 1500 mm	1,35-1,30	1,15-1,00	1,15-1,00	0,80	0,60
XI y XII	<= 500 mm	1.40-1.35	1.35-1.25	1.25-1.15	1,00	1,00-0,80
	> 500 mm	1.40-1.35	1.25-1.15	1.15	0,80	0,80

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

Se debe considerar un coeficiente de drenaje 1,0 para bases o subbases tratadas o con buen drenaje.

3.1.1.6. Coeficientes estructurales

AASHTO 93 propone un coeficiente para cada capa estructural que dependen de las propiedades de los materiales, siendo la principal característica el módulo elástico.

Para los coeficientes estructurales de bases y subbases granulares no tratadas, para determinar el módulo elástico correspondiente a ellas, se realiza mediante los ensayos correspondientes según AASHTO T 294-92. De igual manera para los coeficientes estructurales de bases y subbases granulares tratadas, para determinar el módulo elástico correspondiente a ellas, se realiza mediante los ensayos correspondientes según ASTM 4123 o ASTM C 469. Para la realización de estos ensayos se requieren equipos especiales por lo que normalmente se utiliza de forma alternativa procedimientos indirectos para la obtención de los coeficientes estructurales [14].

Para la obtención de los coeficientes estructurales de bases y subbases no tratadas son obtenidos con las siguientes correlaciones [11]:

- Coeficiente estructural de bases granulares (a_2):

$$a_2 = 0,032 * CBR^{0,32} \quad \text{Ecuación 3-4}$$

- Coeficiente estructural subbases granulares (a_3):

$$a_3 = 0,058 * CBR^{0,19} \quad \text{Ecuación 3-5}$$

De igual manera para bases tratadas con cemento, se pueden estimar a partir de la siguiente correlación:

$$a_2 = 0,0918 * (f_c)^{0,514} \quad \text{Ecuación 3-6}$$

Donde

f_c : resistencia cilíndrica a la ruptura (MPa).

De la misma forma AASHTO propone expresiones para el cálculo del coeficiente estructural del asfalto, el cual dependerá del módulo de deformación o de la estabilidad de Marshall (EM). Proponiendo así las siguientes expresiones:

- Coeficiente estructural para mezclas asfáltica (a_1):

$$a_1 = 0,0052 * E^{0,555} \quad \text{Ecuación 3-7}$$

Donde

E: Módulo de elasticidad en MPa.

3.1.1.7. Variables de tiempo

El método AASHTO de 1961 y de 1972 proponen diseñar los pavimentos para un periodo máximo de 20 años, hoy en día el método AASHTO 93, se recomienda que se estudien los pavimentos para un periodo de comportamiento mayor, ya que ellos pueden dar lugar a una mejor evaluación de las alternativas a largo plazo basadas en análisis de costo-tiempo [15].

Cabe destacar que para carreteras o sectores de alto volumen de tránsito los periodos de análisis serán mayores que los de bajo volumen.

Para tener un rango de este periodo de diseño para pavimentos portuarios, diferentes manuales proponen distintos valores para este parámetro, el cual dependerá del tipo de pavimento que se requiera, ya sea un pavimento definitivo o un pavimento temporal, para el caso de pavimentos definitivos se utiliza un rango entre 15 a 25 años. Es necesario que para este periodo de diseño, el pavimento no sea dejado fuera de servicio debido a la cantidad total de operaciones presentes en él [16].

3.2. Método de diseño analítico mecanicista (Método Shell)

El método Shell es utilizado para la obtención de espesores de pavimentos tanto flexibles como semirrígidos, basado en la teoría de la elasticidad que modela el sistema de multicapas del pavimento con un comportamiento elástico lineal, asumiendo los materiales como homogéneos e isotropos, caracterizados por su módulo de elasticidad y coeficiente de poisson [34].

Este método toma en cuenta el estado de esfuerzos y deformaciones que experimentan las capas que están presentes en la estructura del pavimento, a diferencia del método empírico AASHTO 93.

Las capas que propone este método son tres, la subrasante que es considerada la capa infinita en el estrato vertical que sirve de fundación para la estructura de pavimento, luego siguen las capas compuestas por materiales granulares denominadas base y subbase granular y finalmente la capa conformada por las mezclas asfálticas [17].

Los parámetros de diseño empleados por este método son las cargas de tránsito, propiedades mecánicas de la subrasante, propiedades de las capas que compondrán la estructura de pavimento y el clima que se caracteriza por la temperatura ambiente que poseen las zonas de estudio.

Los criterios básicos que utiliza el Método Shell para su diseño estructural son los siguientes:

- Si la deformación horizontal por tracción en la fibra interior de la capa asfáltica supera la admisible, se producirá un agrietamiento de las capas asfálticas.
- Si la deformación vertical por compresión en la subrasante es excesiva, se producirá una deformación permanente de la subrasante y por consiguiente del pavimento.

Para evitar la utilización de ábacos e interpolaciones propuestas por el método para obtener resultados, fueron desarrollados diferentes programas que facilitan el cálculo de dichas estructuras como lo son el SPDM 3.0, BISAR 3.0 y BANDS 2.0 que permiten obtener los resultados de manera más sencilla, sin necesidad de utilizar los ábacos y gráficas propuestas por el método. Para el presente trabajo de título se utilizará principalmente el programa BISAR 3.0.

El programa BISAR 3.0 se diseñó para el cálculo automatizado de los esfuerzos, deformaciones y deflexiones presentes en la estructura de pavimento flexible, donde es necesario suministrar las propiedades de la estructura del pavimento y las cargas de diseño que estarán sobre este mismo [18].

3.3. Método elementos finitos (FEM)

Una de las principales ayudas que puede tener un diseño estructural como lo es AASHTO 93 y otros métodos mecanicistas es el análisis del diseño mediante un enfoque distinto, donde se analizan los materiales en rangos lineales y no lineales mediante un método de elementos finitos.

Debido a la implementación de algunos de estos programas se puede realizar un estudio más completo, los cuales aportarán y complementarán la información obtenida con métodos empíricos o mecanicistas, donde se da a conocer los esfuerzos debido a: al comportamiento viscoso de la carpeta asfáltica, las condiciones de borde y los tipos de carga a los que son sometidos los pavimentos.

Este tipo de metodología, hoy en día se está convirtiendo en referente ante los métodos empíricos que utilizan la teoría de multicapa elástica, los cuales son más utilizados por ser de un manejo más simple, requiriendo de un menor tiempo de aplicación para obtener resultados aceptables [19].

El método de elemento finito (FEM) consiste en la división del modelo a ser analizado en cuerpos discretos o elementos finitos, donde se definen las propiedades mecánicas y térmicas de los materiales. El FEM funciona principalmente por medio de la interacción de cuatro partes principales, la discretización, la formulación de las ecuaciones, la matriz de rigidez correspondiente, y la resolución respectiva en la determinación del estado de esfuerzos y deformaciones en los diferentes puntos de un cuerpo, en función de los desplazamientos de los nodos que conforman cada elemento [19].

En este trabajo se utilizará el Programa Rocscience 2, ya que permite analizar modelos de más de 50 materiales diferentes y múltiples estados de carga o constructivos, donde su uso estará limitado a la determinación de las deformaciones unitarias inducidas por las cargas externas sobre la estructura del pavimento [32].

3.4. Normativa de diseño para pavimentos portuarios

Hoy en día hay una gran variedad de países que poseen una normativa propia para el diseño de pavimentos portuarios, de los cuales una gran parte de ellos se basan en estudios realizados por la normativa británica (BPA), las recomendaciones de obras marítimas de España (ROM) y el método australiano de pavimentos. Chile no se queda exento de esta modalidad, para el diseño de pavimentos portuarios, Chile cuenta con el Manual de Pavimentos Portuarios del MOP, que consiste en los estudios nombrados con anterioridad principalmente por BPA y ROM, donde principalmente los utiliza para el estudio de cargas y las recomendaciones propuestas por BPA, entre otros.

3.4.1. Estudio de cargas

Una de las funciones más importantes del pavimento es contener las cargas repetitivas que están presentes en las estructuras de puertos, por lo cual el cálculo tanto de la carga como de las repeticiones juegan un rol muy importante para el diseño.

En los puertos existen tres tipos de cargas que actúan sobre pavimentos, estas son: las cargas debido al apilamiento de los contenedores, las cargas debidas a los equipos de manipulación (vehículos, grúas, etc.) y las cargas de vehículos de tráfico pesado convencional (camiones) [16].

De igual manera, en los puertos existen distintas zonas de almacenamientos las cuales se clasifican según ciertos factores. A continuación, se describen las zonas más importantes [16]:

- **Almacenamiento de acopios sólidos:** Estas zonas son las menos demandantes ya que principalmente almacenan productos livianos como acopio de productos alimenticios, por otro lado, acopios de minerales que son un poco más demandantes que los nombrados anteriormente.
- **Almacenamiento de mercancía general:** Esta zona de almacenamiento se dividen en dos: Acopio mercancía general convencional es aquella donde las cargas son menores debido a que las alturas de apilamiento y peso específico de la mercancía almacenada en este sector es normalmente baja, como, por ejemplo: los sacos, barriles, rollos, cajas, etc. Y acopio de mercancía general pesada, esta posee una mayor altura de apilamiento y peso específico por lo que provoca cargas más grandes y dañinas. A modo de ejemplo se puede nombrar el apilamiento de piedras, troncos, perfiles laminados, etc.
- **Almacenamiento de contenedores:** En estas zonas ocurren una de las mayores solicitudes de los pavimentos debido a que se apilan contenedores con una cantidad máxima de apilamiento de 3 a 5 unidades. Las cargas de estos sectores serán cargas estáticas que son realizadas por soportes

provenientes en las esquinas de los contenedores, estos se utilizan para tener un mejor agarre al momento de montar el contenedor al equipo que lo transportará.

- **Vías de comunicación:** Estas zonas son las que conectan las zonas de almacenamiento donde ocurre todo el tránsito de mercancías o materiales que provienen de las zonas de operación hasta las zonas exteriores o de almacenamiento de los puertos en algunos casos, es decir, estas vías son donde maniobran todos los vehículos cargueros del puerto.
- **Zonas complementarias:** Estas zonas son las de urbanización donde están las dependencias administrativas, por este sector circulan vehículos livianos únicamente vehículos de carreteras (autos y camionetas.)

Para el presente estudio, se analizarán las zonas de almacenamiento de contenedores debido a que corresponde a la zona donde ocurren las mayores cargas móviles hacia los pavimentos. Cabe destacar que en los puertos existen distintas zonas de cargas, por ello pueden existir diferentes diseños de pavimentos para cada una de estas subzonas (por ejemplo: zona donde se apilan contenedores, zonas donde se movilizan los contenedores, etc.). Este trabajo de título se enfocará en zonas donde existe la manipulación de cargas por parte de equipos de manipulación, como los cargadores frontales, laterales, etc.

3.4.2. Cargas de manipulación

En los puertos existen gran variedad de mercancías, las cuales son transportadas por diversos equipos de manipulación. En el presente trabajo se enfocará principalmente en la manipulación de contenedores, al ser estos los más demandantes y a su vez los más comunes tanto en los puertos chilenos como en el resto del mundo.

A lo largo de Chile, los contenedores marítimos principalmente son de dos tipos, contenedores de 20 pies (6.1 m) y contenedores de 40 pies (12.2 m) donde la unidad de medida que representa estos contenedores es el TEU (Transport equivalent Unit). Las cargas de estos contenedores son muy variables, pero existen cargas máximas que dependerán de cada terminal. Normalmente para contenedores de 20 pies su carga máxima es de 25.000 kg, mientras que para contenedores de 40 pies su carga máxima es de 27.600 kg [20].

Tabla 3.8- Carga máxima para contenedores de 20 y 40 pies.

Contenedor	Carga máxima [Ton]
20 pies	25
40 pies	27,6

Fuente: Adaptado de [20]

3.4.3. Equipos de manipulación

Los puertos más importantes en Chile poseen maquinaria con la que distribuyen y apilan los contenedores que llegan a los puertos.

Se identificarán algunas de las máquinas principales, las cuales están presentes en el puerto de chilenos encargados de movilizar los contenedores.

Para realizar un buen diseño se requiere tener las principales características de los equipos, por ejemplo:

- Peso total del equipo.
- Número de ruedas.
- Carga máxima que puede manipular.
- Velocidad media de circulación.
- Forma de realizar la operación [16].

Estos equipos de manipulación son los encargados de realizar todas las maniobras necesarias para transportar la mercancía, los que transportan altas cargas a bajas velocidades provocando grandes solicitaciones hacia el pavimento, ocurriendo un deterioro rápido del área en donde circulan. Únicamente estos equipos están presentes en zonas de almacenamiento, en las vías de comunicación y sectores de manipulación de contenedores.

Sabiendo esto, se utilizará como referencia el Manual de pavimentos portuarios [16], para la obtención de los equipos de manipulación presentes de manera general en los puertos chilenos. A continuación, en la Tabla 3.9 se presentan los equipos con sus cargas y presiones por rueda en las peores condiciones de trabajo.

Tabla 3.9- Cargas y presiones de los equipos de manipulación en las peores condiciones de trabajo.

Equipos de manipulación	Carga máxima en cada punto de apoyo (KN)	Máxima presión de contacto pv (MPa).
Pórtico de almacenamiento (transtainers)	450	1,1
Grúa de horcajadas (straddle carries)	130	1,1
Cargador frontal de 5 t (front lift truck)	30	0,8
Cargador frontal de 20 t (front lift trucks)	110	0,7
Cargador frontal de 40 t (front it trucks)	220	0,6
Cargador lateral (side loader lift trucks)	230	0,6
Grúa automóvil de 10 t (movile cranes)	150	0,4
Grúa automóvil de 30 t (movile cranes)	400	0,9
Grúa automóvil de 50 t (movile cranes)	550	1,3
Grúa automóvil de 70 t (movile cranes)	750	1,8
Grúa automóvil de 140 t (movile cranes)	1100	2,6
Tractor más semirremolque de 40 t (roll-trailers)	35	2,2
Tractor más semirremolque de 80 t (roll-trailers)	70	2,2
Grúa pórtico (portal cranes)	*	*
Grúa portacontenedores (portainers)	*	*
*Las cargas que transmiten no actúan sobre los pavimentos, pues su circulación está restringida sobre rieles que a su vez se disponen sobre vigas o pilotes.		

Fuente: Manual de diseño de pavimentos portuarios, dirección de Obras Portuarias [16].

3.4.4. Cálculo de cargas en equipos de manipulación

Como se mencionó con anterioridad, existen diversos equipos de manipulación que pueden transportar las distintas mercancías, en donde existen principalmente tres tipos de vehículos que se desplazan mediante ruedas como lo son el pórtico de almacenamiento (RTG), cargadores laterales, cargadores frontales y camiones de tráfico pesado.

Se analizarán sólo cargadores frontales o laterales ya que estos son los que realizan más trabajo sobre el pavimento provocando mayores daños, a diferencia de vehículos que se movilizan sobre rieles, vigas o pilotes como lo serían los vehículos grúa pórtico y grúa portacontenedores como lo indica el Manual de pavimento de obras portuarias.

En este inciso se describirán las fórmulas utilizadas para determinar las cargas solicitadas para cada rueda de los vehículos mencionados con anterioridad.

Cabe destacar que para este estudio, la información específica de los vehículos utilizados por los puertos en Chile, es de difícil recopilación, debido a que en los puertos existe una gran variedad de modelos utilizados dependiendo de la economía y de las cargas a movilizar en dicho puerto, por lo que se utilizarán vehículos típicos [8].

3.4.5. Cargadores frontales o laterales

Para esta maquinaria existen diversos equipos que tienen distintas capacidades de carga, algunos son capaces de levantar solo contenedores de 20 o 40 pies descargados, otro modelo es capaz de levantar contenedores de 20 o 40 pies cargados.

Estos cargadores son capaces de moverse de manera más libre a través de las vías de comunicación y zonas de almacenamientos presentes en los puertos. Estos vehículos no son capaces de realizar giros, pero sí de maniobrar hacia adelante y atrás hasta conseguir los ángulos indicados para descargar. Este tipo de vehículo puede tener entre 2, 4 a 6 ruedas delanteras [16] dado que requieren de un mayor apoyo al momento de levantar los contenedores. Por su forma de maniobrar y la facilidad con la que se pueden desplazar estos son los vehículos más utilizados en los puertos, por lo que se presenta una mayor repetición de cargas hacia el pavimento provocando mayores daños.

Existen diversos tipos de cargadores laterales o frontales. A continuación, se presentan algunos ejemplos de vehículos tipo, junto con una breve descripción de sus características principales.

- Cargador frontal (TP): Este tipo de cargador presentado en la Figura 3.1 es capaz de levantar contenedores cargados de 20 pies. Algunos de los cargadores TP más comunes se presentan a continuación:

Tabla 3.10- Tipos de cargadores frontales.

Vehículo	Nº Ruedas	Altura de apilamiento	Peso máximo de carga [Ton]	Peso propio del vehículo [Ton]	Tipo de neumático
Kalmar DCCSG	6	5	43,4	74,8	18,00x33
Kalmar DCFCSG	6	5	40,8	69,9	18,00x33
Taylor 954	6	4	43,1	71,6	18,00x25

Fuente: Los Angeles Port Authority [8].



Figura 3.1- Cargador frontal tipo (TP).

- Cargador lateral (SP): Este tipo de cargador presentado en la Figura 3.2 solo se utiliza para cargar contenedores vacíos. A continuación, se presentan algunos de los SP presentes en los puertos.

Tabla 3.11- Tipos de cargadores laterales.

Vehículo	Nº Ruedas	Altura de apilamiento	Peso máximo de carga [Ton]	Peso propio del vehículo [Ton]	Tipo de neumático
Kalmar DCE80-45 E8	6	7/8 (9,5'/8,5')	7,98	37,01	12,00x24
Kalmar DCE100-45 E8	6	7/8 (9,5'/5,8')	11,52	41,91	12,00x24
Kalmar DCD70-40 E5	6	5	30,88	30,88	12,00x20

Fuente: Los Angeles Port Authority [8]



Figura 3.2- Cargador lateral tipo (SP).

- Cargador Reach- Stacker (RS): Este tipo de cargador presentado en la Figura 3.3 posee un brazo extensible capaz de elevarlo con un mecanismo hidráulico para cargar contenedores tanto cargados como vacíos. Este tipo de cargador es uno de los más utilizados en algunos puertos chilenos. A continuación, se presentan algunos de los RS comunes en los puertos.

Tabla 3.12- Tipos de cargadores Reach-Stacker.

Vehículo	Nº Ruedas	Altura de apilamiento	Peso máximo de carga [Ton]	Peso propio del vehículo [Ton]	Tipo de neumático
Kalmar DRF4000C-450C	6	5-4-3 (9,5') 5-5-4 (8,5')	45	87,99	18,00x25
Kalmar DRS4527-4531	6	5-4-3 (9,5') 5-5-4 (8,5')	45	68,5	18,00x25
Kalmar DRD450-80S	6	4-4-4 (9,5') 5-4-3 (8,5')	44.95	105,82	21,00x35

Fuente: Los Angles Port Authority [8].



Figura 3.3- Cargador tipo Reach-Stacker (RS).

Para la obtención de las cargas producidas por estos vehículos al transportar los contenedores, existen diversos manuales que proponen las siguientes relaciones para la obtención de las cargas en cada una de sus ruedas, estas se describen a continuación en la Figura 3.4 [16][22][8]:

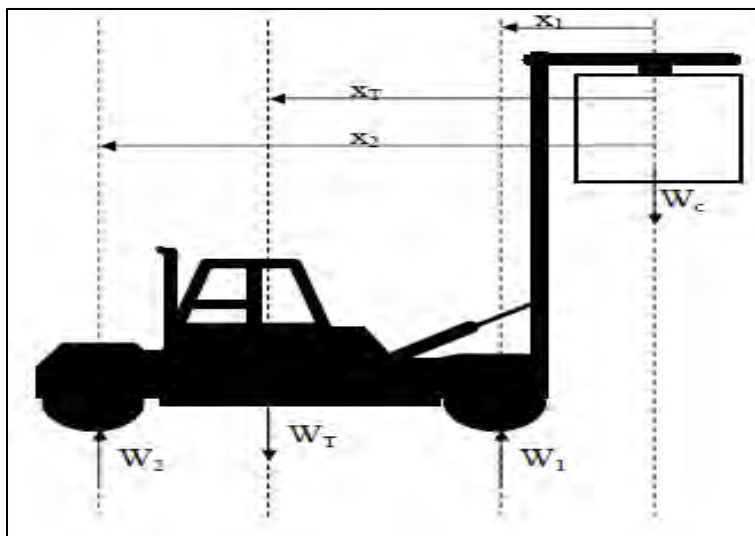


Figura 3.4- Distribución de cargas para cargadores frontales o laterales.

Fuente: Los Angeles Port Authority [8].

$$A_1 = -x_2/(x_1 - x_2)$$

Ecuación 3-8

$$A_2 = -x_1/(x_2 - x_1)$$

Ecuación 3-9

$$B_1 = (x_T - x_2)/(x_1 - x_2)$$

Ecuación 3-10

$$B_2 = (x_T - x_1)/(x_2 - x_1)$$

Ecuación 3-11

$$W_1 = f_D * ((W_c * A_1) + (W_T * B_1))/M$$

Ecuación 3-12

$$W_2 = f_D * ((W_c * A_2) + (W_T * B_2))/M$$

Ecuación 3-13

En donde

W_1 : Carga de la rueda delantera.

W_2 : Carga de la rueda trasera.

W_c : Peso del contenedor.

W_t : Peso del vehículo.

x_1 : Distancia desde el centro del contenedor a las ruedas delanteras.

x_2 : Distancia del centro del contenedor a las ruedas traseras.

x_t : Distancia desde el centro del contenedor al centro de masa del elevador.

A_1, A_2, B_1, B_2 : Relaciones de distribución de peso.

M : Número de ruedas en el eje respectivo (usualmente 2 en la parte trasera y 4 para la delantera).

f_D : Factor dinámico (normalmente 1,0;1,1 y 1.2).

Como se puede apreciar para el cálculo de las cargas en cada rueda, dependerá netamente de las propiedades geométrica y los pesos que posean los vehículos. Por lo que para realizar un estudio con resultados más satisfactorios es necesario tener información precisa de los cargadores que se utilizan.

3.4.6. Efectos dinámicos

Los efectos realizados por las cargas dinámicas de los distintos equipos de manipulación serán representados por el factor f_D como lo son: la aceleración, frenado de equipo de manipulación y los efectos ocasionados por las irregularidades en las superficies. Este efecto provoca que la sección del pavimento que está en presencia de estos vehículos reciba un aumento de la carga ocasionada por las ruedas. Por lo tanto, este factor dinámico ayudará a realizar un ajuste a la carga que transmiten estos equipos con cierto factor de seguridad [8] .

Tabla 3.13- Factores de carga dinámicos (f_D).

Tipo de equipo	Frenado	Operación en esquinas	Aceleración	Superficie irregular
Cargador Frontal	±30%	40%	10%	20%
Grúa a horcajadas	±50%	60%	10%	20%
Cargador lateral	±20%	30%	10%	20%
Tractor y remolque	±10%	30%	10%	20%

Fuente: adaptado de Los Angles Port Authority [8]

3.4.7. Ejes equivalentes

Si bien el análisis de ejes equivalentes a la hora de diseñar un pavimento es uno de los factores más importantes, para poder obtener este valor es necesario tener un riguroso estudio sobre las pasadas que poseen cada vehículo de manipulación sobre los pavimentos. Hoy en día contar con dicha información en los puertos es bastante complicado, debido a que este estudio no se realiza de manera directa en áreas donde existen las transferencias de contenedores. Es por ello que para poder describir este parámetro de ejes equivalentes para áreas altamente cargadas se utiliza un rango de entre 3 a 30 millones de ejes equivalentes para dichas áreas según recomendaciones hechas por estudios británicos [8]. Para el presente estudio se utilizará un valor de 20 millones de ejes equivalentes proporcionado por las pasadas de cargadores frontales para un periodo de diseño determinado.

3.5. Descripción del dimensionamiento de la estructura de pavimentos

Antes de comenzar a describir el dimensionamiento del pavimento, hay que tener en cuenta algunos factores como lo son: el uso de la superficie de la zona portuaria, la zona dentro del uso considerado y la distinción entre los tipos de cargas existentes que se definirán a continuación:

- El uso de la superficie portuaria principalmente será de uso comercial, como lo son la gran mayoría de los puertos chilenos.
- La zona dentro del uso comercial son principalmente zonas en donde ocurren las operaciones de almacenamiento de las mercancías, las vías de comunicaciones presentes entre zonas de operación y algunas zonas complementarias como pueden ser estacionamientos.
- Las cargas existentes serán de carácter estático para zonas de almacenamiento y de carácter dinámico que estarán presentes cuando se manipulan las mercancías con los distintos vehículos de carga. Cabe destacar que estos tipos de cargas se deben analizar de manera totalmente separada debido a que normalmente los pavimentos diseñados para estas zonas suelen ser de diferentes características, de no ser así se suele analizar la situación más desfavorable que controlara el diseño.

Para la estructura de pavimentos que se analizará en este trabajo de título siendo la capas de base y subbase, se utilizarán características dadas teóricamente mediante ciertos criterios, para luego realizar un análisis de sensibilidad de los espesores del pavimento de asfalto para las distintas calidades de subrasante que pueden existir en los diferentes sectores presentes en un puerto o para las diferentes zonas existentes en Chile, en este caso se utilizarán calidades de soporte para la subrasante de 5%, 10% y 15% de CBR.

3.5.1. Estructura de pavimentos

Como diseño preliminar se utilizará las recomendaciones hechas por el Manual de diseño de pavimentos portuarios que propone el diseño que se muestra en la Figura 3.5. Al igual que las especificaciones técnicas para las capas granulares a utilizar que se definen a continuación:

3.5.1.1. Subbases granulares

Para los materiales presentes en las subbases se utilizarán suelos del tipo gravas, gravas-arenosas, arena y suelos similares, donde se recomienda que la granulometría de estas partículas sea tal que se produzca un engrane entre partículas.

Según lo establecido en las especificaciones LNV 102 el equivalente de la fracción fina bajo 5 mm, determinado según el método LNV 71, será de 20% como mínimo. Cabe destacar que no existirá exigencia de material chancado para la subbase. Para los áridos utilizando en un pavimento flexible sus especificaciones vienen dadas mediante las siguientes graduaciones:

Graduación cerrada: deberá ajustarse a la banda granulométrica TM-50 indicada en la Tabla 2 de la especificación LNV 102. El material poseerá un soporte igual o mayor al 40% CBR según el método LNV 92, determinado al 95% de la D.M.C.S. según el método LNV 95. En zonas en que la precipitación media anual sea inferior a 50 mm, el ensayo se ejecutará sobre muestras no saturadas [16].

Graduación abierta: Esta graduación se utilizará para zonas en donde ocurran ciclos frecuentes de hielo-deshielo, donde la subbase deberá cumplir con lo establecido para la graduación cerrada, pero esta vez el índice de plasticidad (IP) se limitará a un máximo de 4%, determinado mediante el método LNV 90. Asimismo, por el tamiz 0.08 mm (ASTM N°200), el porcentaje que pasa deberá estar comprendido entre 0% y 5% [16].

Las consideraciones a tener en cuenta para la colocación de la subbase son que esta tendrá que construirse por capas de espesor compactado no superior a 0,30 m ni inferior a 0,12 m. El material extendido deberá ser de una granulometría homogénea no segregada.

Para la compactación de este material es necesario realizarse hasta que se haya asentado y estabilizado enteramente alcanzando un nivel de densificación mínimo del 95% de la D.M.C.S., obtenida según el método LNV 95 o el 80% de la densidad relativa.

3.5.1.2. Bases granulares

El material utilizado para las bases se ajustará a los requisitos establecidos en la especificación LNV 102 para bases estabilizadas. El equivalente de arena de la fracción fina bajo 5 mm, determinado según el método LNV 71, será de mínimo 25% el contenido de sales solubles no será mayores que 4% según el método LNV 76 [16].

Al igual que las subbases para los áridos a utilizar en bases se presentan las siguientes graduaciones:

Graduación cerrada: Para este tipo de graduación se deberá ajustar la banda granulométrica TM-50b, TM-50C o TM-25, según lo establecido en la tabla 2 de la especificación LNV 102. El tamaño máximo absoluto de los áridos será de 40mm. La capacidad de soporte (CBR) y su porcentaje de chancado variarán según el tipo de capa de rodadura presentados en la siguiente tabla:

Tabla 3.14- Requisitos para bases granulares según tipo de carpeta de rodadura.

Descripción	Concreto asfáltico	Ensayo
CBR al 95% de la D.M.C.S, según el método LNV 95.	Mín. 80%	LNV 92
Material chancado	Mín 50%	LNV 3

Fuente: Dirección de obras portuarias, Ministerio de Obras Públicas[16].

Graduación abierta: Para esta graduación del material se debe cumplir con los requisitos estipulados para bases granulares de graduación cerrada, con excepción del índice de plasticidad que se limitará a un máximo de 4% según el método LNV 90 y por el tamiz 0.08 mm (ASTM N°200), el porcentaje que pasa deberá estar comprendido entre 0% y 5%.

Para la colocación del material de base, se debe tener en cuenta las mismas consideraciones que para materiales de subbase.

Para la compactación de este material para bases granulares igual o mayor a 80% CBR, se deberán compactar hasta que el material haya alcanzado un nivel de densificación mínimo del 95% de la D.M.C.S., obtenida según el método LNV 95 ó 80% de la densidad relativa, según el método LNV 96. De igual manera para bases granulares con un CBR ≥ 100 % se compactará hasta alcanzar como mínimo 98% de la D.M.C.S., ó el 85% de la densidad relativa, según método LNV 95 ó 96 [16].

3.5.1.3. Bases y granulares tratadas con cemento

Las bases tratadas con cemento (BTC) son materiales dosificados para obtener una resistencias a la compresión a 7 días iguales o superiores a 4,5 MPa, con porcentajes de cemento iguales o superiores a 5% en peso, en cambio en las bases granulares tratadas con cemento (GTC) se dosificarán para la resistencia a la compresión a 7 días entre 2,5 y 4,5 MPa, con dosis de cemento inferiores a 5% en peso.

Los cementos hidráulicos tendrán ajustarse a lo especificado en la NCh148 y el agua a lo dispuesto en la especificación LNV 101 [16].

Los materiales para GTC deberán cumplir con los requerimientos de la sección 4 del Manual de Carreteras Vol. 8 y consta de las siguientes bandas granulométrica: TM-50c con tamaño máximo absoluto de 40 mm o TM-25. Para las BTC se debe cumplir con estas mismas condiciones, a excepción de las partículas chancadas, cuyo porcentaje está obligado a ser mayor que 50% [21].

3.5.1.4. Capa asfáltica

Para la capa asfáltica es necesario tener en cuenta algunos parámetros que estarán presentes para los distintos tipos de mezclas, como pueden ser: mezclas asfálticas en caliente, mezclas asfálticas en frío, mezclas asfálticas de alto módulo, mezclas asfálticas modificadas con polímeros, entre otras.

Según estudios realizados para pavimentos en zonas portuarias, se recomienda que para asfaltos de carácter definitivo utilizar mezclas asfálticas en caliente, del tipo hormigón bituminoso. De igual manera se aconseja que los espesores para estos sectores de tráfico pesados no bajen de 15 cm en su conjunto, pudiendo llegar así hasta los 30 o 40 [cm] [22].

La mezcla asfáltica en caliente (MAC) se empleará un asfalto del tipo CA-24 y una mezcla de asfalto de alto módulo. Para la mezcla de asfalto CA-24 la banda granulométrica será de tamaño máximo $\frac{3}{4}$ ". La mezcla CA-24 estará compuesta de un 12% de volumen de asfalto y de 4% de vacíos de aire, mientras que la mezcla de alto módulo poseerá 74% de volumen de asfalto y 4% de vacíos. Para los materiales a utilizar se ajustarán a los requisitos proporcionados por la dirección de Obras portuarias MOP.

Finalmente, como diseño preliminar para un pavimento de mezcla asfáltica se utilizará la recomendación del Manual de Obras portuarias, el cual propone un diseño para pavimento firme definitivo. Con este diseño se obtendrá el rango de las capas granulares para la futura caracterización de las estructuras analizadas en el presente trabajo de título.

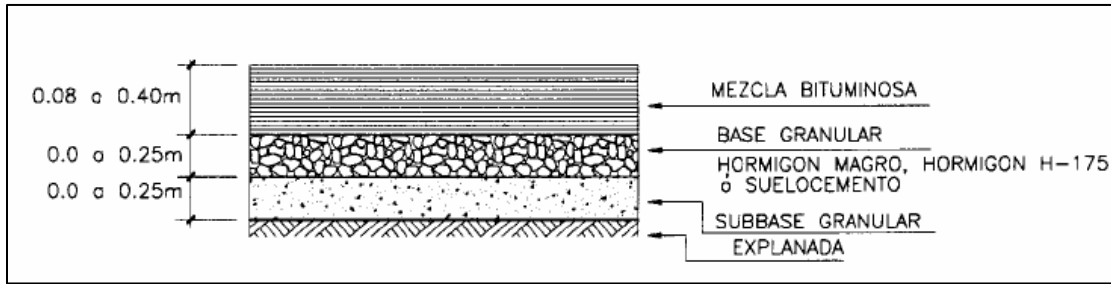


Figura 3.5- Sugerencia diseño pavimentos flexible definitivo recomendado para zonas de circulación.

Fuente: Dirección de obras portuarias, Ministerio de Obras Públicas[16].

3.6. Criterios de fatiga

Para el diseño de pavimentos flexibles se aplicarán modelos de fatiga para la estimación de los esfuerzos y deformaciones admisibles, para luego comparar con las deformaciones unitarias calculadas con algún modelo de respuesta. Los criterios de falla utilizados son principalmente por fatiga del asfalto y por ahuellamiento de la subrasante, donde existe gran variedad de autores que proponen estos criterios con diferentes expresiones, por lo que se utilizarán algunos de los autores más conocidos para la obtención de estas deformaciones admisibles.

3.6.1. Criterio de falla por fatiga del asfalto

La fatiga de los pavimentos asfálticos ha sido reconocida como una de las principales formas de daño estructural en pavimentos asfálticos, por lo que se han determinado leyes de fatiga para controlar de una mejor manera el agrietamiento provocado por la fatiga de estos pavimentos a lo largo de 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 para un periodo determinado [24].

De acuerdo con las leyes generales de fatiga según la deformación en la base inferior de la capa asfáltica, se presenta la siguiente ecuación:

$$N_f = k_1 * \epsilon^{k_2} * E^{k_3} \quad \text{Ecuación 3-14}$$

En donde

k_1 , k_2 y k_3 : Constantes de calibración.

E : Módulo de la capa asfáltica (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.

Si bien existe una gran cantidad de autores que proponen relaciones para la obtención de las deformaciones o ejes equivalentes para que ocurra la falla por fatiga, para este presente trabajo de título se aplicarán las relaciones propuestas por los siguientes autores:

➤ **Finn et El**

$$\text{Log}(N_f) = 15.947 - 3.291 * \log\left(\frac{\epsilon_t}{10^{-6}}\right) - 0.854 * \log\left(\frac{E}{10^3}\right) \quad \text{Ecuación 3-15}$$

Donde

E: Módulo de la capa asfáltica (en PSI).

N_f: Tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes acumulados de 80 kN, necesarios para iniciar la fisura.

ε_t: Deformación unitaria por tracción en la base del concreto asfáltico.

➤ **Shell**

$$\varepsilon_t = (0.856 * V_{bit} + 1.08) * E_{mix}^{-0.36} * \left(\frac{N}{K}\right)^{-0.2} \quad \text{Ecuación 3-16}$$

Donde

V_{bit}: porcentaje de volumen de asfalto de la mezcla.

E: módulo dinámico de la capa asfáltica (en N/m²).

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

N: número de ejes equivalentes de 8.2 ton.

ε_t: deformación unitaria por tracción en la base del concreto asfáltico.

➤ **Instituto del asfalto**

$$N = 18,4 * C * (6,167 * 10^{-5} * \varepsilon_t^{-3,291} * E^{-0,854}) \quad \text{Ecuación 3-17}$$

Con

$$C = 10^M ; M = 4,48 * \left(\left(\frac{V_b}{V_a + V_b} \right) - 0,69 \right)$$

donde

E: módulo de la capa asfáltica (en MPa).

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

V_b: Volumen efectivo de ligante %.

V_a: Volumen de vacíos %.

ε_t: esfuerzo de tensión en el punto crítico.

3.6.2. Criterio de falla por ahuellamiento en la subrasante

La deformación vertical en la subrasante está relacionada con el esfuerzo vertical debido a la carga sobre la estructura del pavimento. Cuando la deformación inducida supera los valores admisibles se produce el efecto conocido como ahuellamiento, que al igual que las fallas por fatiga son una de las más comunes para pavimentos flexibles [24].

Varios investigadores del área han indagado y desarrollado modelos de fatiga que permiten vincular las cargas cíclicas generadas por el tráfico durante la etapa de diseño, con valores aceptables de deformación vertical.

La forma general de esta ecuación es la siguiente:

$$\varepsilon_z = f_1 * N^{f_2} \quad \text{Ecuación 3-18}$$

donde

ε_z : Deformación unitaria vertical.

N: Tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes acumulados de 80 kN.

f_1, f_2 : Constantes de calibración.

Al igual que para el criterio de fatiga existen varios autores que proponen relaciones para la obtención de deformaciones admisibles, por lo que en el presente trabajo se utilizaran los siguientes:

➤ **Chevron**

$$\varepsilon_z = 1.05 * 10^{-2} * N_f^{-0.223} \quad \text{Ecuación 3-19}$$

➤ **Shell**

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

$$\varepsilon_z = 1.8 * 10^{-2} * N_f^{-0.25} \quad \text{Ecuación 3-20}$$

➤ **Instituto del Asfalto (1993)**

$$N_f = 1.365 * 10^{-9} * \varepsilon_z^{-4.477} \quad \text{Ecuación 3-21}$$

donde

N_f : Tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes acumulados de 80 kN necesarios para fallar.

CAPÍTULO IV

4. Descripción de los parámetros para el diseño

Se diseñarán estructuras de pavimento mediante la metodología mecanicista de Shell, con la cual se obtendrán espesores de pavimentos para las distintas calidades de subrasantes cuyos CBR serán del 5%, 10% y 15 %. Estas estructuras de pavimentos serán modeladas mediante un método de elementos finitos específicamente en el software RS2 para realizar un análisis más realista en cuanto al comportamiento de los materiales a utilizar. Luego se procederá a obtener un número estructural mediante la metodología AASHTO 93 para dichos diseños finales.

4.1. Metodología Shell mediante el software Bisar 3.0

El software Bisar 3.0 está diseñado para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones presentes en una estructura de pavimento flexible de manera automatizada [18].

Para la utilización de Bisar 3.0 se necesita la información de:

- Cargas aplicadas al pavimento.
- Áreas de contacto de ocasionadas por las ruedas de los vehículos.
- Módulo resiliente de las capas presenten en la estructura de pavimentos.
- Espesores de las capas estructurales.

Los resultados obtenidos mediante Bisar 3.0 de esfuerzos y deformaciones normales son denotados como XX, YY, ZZ de acuerdo con las direcciones en el sistema de coordenadas cartesianas. De igual manera Bisar 3.0 utiliza signos convencionales de la mecánica de suelos para describir los esfuerzos y deformaciones, utilizando el signo negativo (-) a estados en compresión y signo positivo (+) a estados en tensión [18].

Las coordenadas de posición de entrada para las cargas en Bisar 3.0 se expresan mediante un sistema de ejes coordenadas X, Y y Z. Sin embargo, los cálculos de Bisar determinan la reacción de una carga en cierta posición mediante un sistema de coordenadas cilíndricas local (r, σ, z) para cada carga [18]. Sabiendo esto se presenta la siguiente figura representando el sistema de coordenadas para la utilización de cargas:

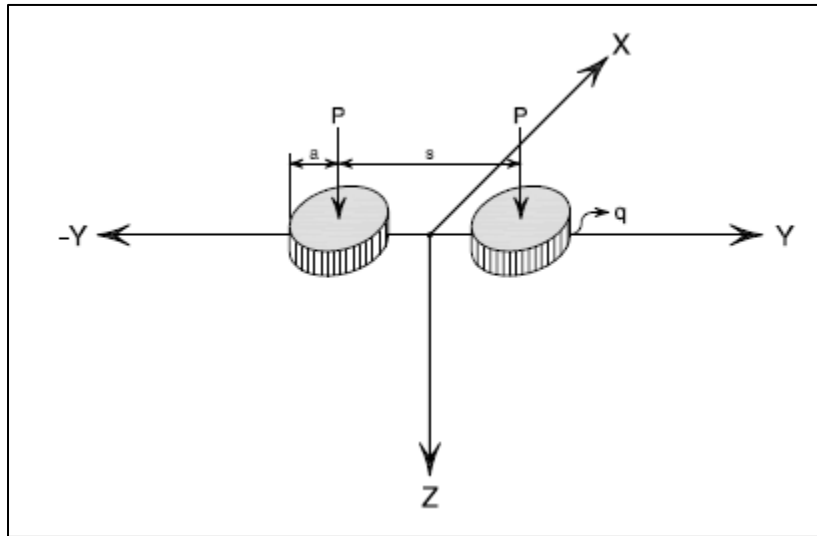


Figura 4.1- Sistema de coordenadas utilizado por Bisar 3.0.

Donde:

a: Radio del área cargada, m.

s: Separación entre ejes de carga, m.

q: Esfuerzo o presión de contacto, KPa.

P: Carga vertical, kN.

El análisis de la estructura de pavimento parte de dos premisas que explican las razones por las cuales puede fallar la estructura como se mencionó en la sección 3.2 y son las siguientes:

- Si la deformación por tracción en la parte inferior de la carpeta asfáltica supera un valor admisible, se provocará agrietamiento de la capa.
- Si la deformación vertical de la subrasante supera el límite admisible ocurre ahuellamiento.

En la Figura 4.2 se presenta el esquema utilizado por BISAR 3.0 donde se evaluará el comportamiento de las deformaciones unitarias.

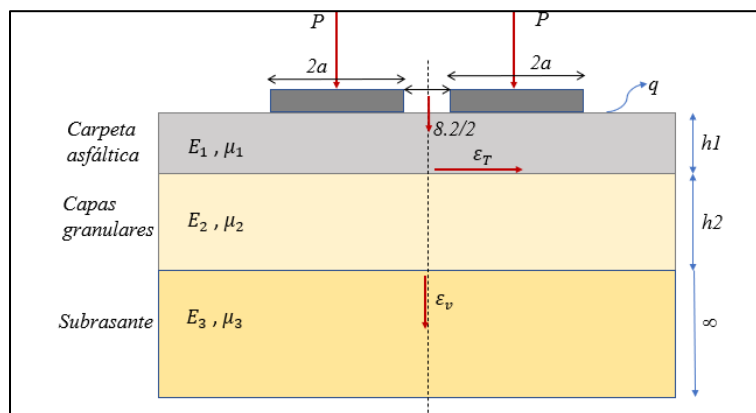


Figura 4.2- Esquema del comportamiento de los esfuerzos y deformaciones a evaluar en la metodología Shell.

Fuente: Investigación programa BISAR 3.0 [23].

4.1.1. Cargas aplicadas

Como se dio a conocer en Capítulo II, según estudios realizados los vehículos más desfavorables para el diseño de pavimento son los cargadores frontales al ser estos los que tienen una mayor actividad en los puertos provocando más repeticiones de cargas hacia el pavimento, lo que conlleva a mayores daños.

Estudio efectuado en puerto Valparaíso [25], da a conocer alguno de los cargadores más utilizados por este puerto, siendo del tipo Reach Stacker principalmente el modelo Kalmar. Para el estudio se tomará este vehículo como vehículo tipo, cabe destacar que para obtener un diseño adecuado es necesario contar con la información de maquinarias utilizadas específicamente en cada puerto.

Para el modelo Kalmar se presentan las siguientes características y dimensiones a utilizar en la Figura 4.3 [26]:

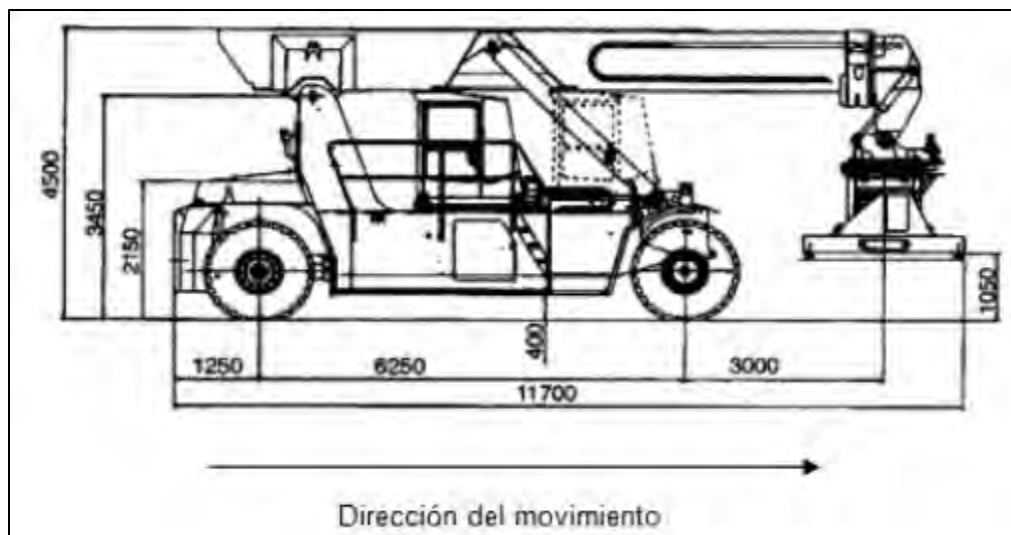


Figura 4.3- Dimensiones para cargador Reach-Stacker Kalmar.

Las características para dicho modelo se muestran en la Tabla 4.1, cuyo peso del vehículo será el presentado en la sección 3.4.5 para un cargador Reach-Stacker de 68.5 Ton. Si bien este peso no es el más desfavorable es cercano a la realidad chilena, el cual se obtuvo según estudio realizado en puerto San Antonio [26]:

Tabla 4.1- Características Reach-Stacker.

Características Reach Stacker	Valor
Peso vehículo sin carga	68,5 [Ton]
Espaciamiento de ruedas	6,25 [m]
Número total de ruedas	4 (frontales dobles)-2 (traseras simples)

Para el análisis de las presiones de las ruedas sobre la superficie de pavimento se utilizará un área de contacto de forma circular. Para pequeñas variaciones en la forma y tamaño del área de contacto, y de la distribución de la presión de inflado tiene efectos despreciables en la deformación unitaria de la subrasante y la deformación unitaria máxima de tracción del asfalto, por lo que se puede asumir constantes [27].

Los neumáticos utilizados por estos cargadores son del tipo 18.00x25 el cual posee las siguientes características:

Tabla 4.2- Características del neumático para cargador Reach-Stacker.

Tipo neumático	18,00-25
Diámetro exterior [mm]	1.673
Ancho [mm]	595

Para el cálculo del área de contacto que existe entre neumático y pavimento, se utilizará el método realizado por McKyes donde propone la siguiente expresión [28]:

$$A = \frac{bd}{x} \quad \text{Ecuación 4-1}$$

donde:

A: Área de contacto.

b: Ancho del neumático.

d: Diámetro exterior del neumático.

x: Valor igual 4 para superficies rígidas y 2 para superficies deformables.

Una vez calculada el área de contacto es necesario obtener el radio del área cargada (suponiendo que el área de contacto es de forma circular) el cual es un parámetro necesario para utilizar el software Bisar 3.0, obteniéndose de esta manera lo siguiente:

$$A = \pi * r^2 \quad \text{Ecuación 4-2}$$

Tabla 4.3- Área de contacto y radio de carga.

Área de contacto [m2]	0,248
Radio del Área cargada [m]	0,281

Para la obtención de las cargas y presiones de contacto en las ruedas se podrá obtener de dos formas distintas, la primera es mediante la Tabla 3.9 recomendada para las peores condiciones de trabajo de cada tipo de cargador. La segunda forma es mediante la distribución de cargas que se presenta en la Tabla 3.4, donde se utiliza la geometría del vehículo, factores dinámicos y las cargas de los distintos contenedores para analizar el caso más desfavorable.

Se realizará el estudio de ambas metodologías para ver cual otorga mayores solicitaciones al pavimento (mayores cargas por rueda), lo que lleva consigo un caso más desfavorable que provoca mayores daños. De esta manera se logran los siguientes resultados:

Para la obtención del segundo método se utilizarán las Ecuación 3-12 y Ecuación 3-13 y las dimensiones propuestas en la Figura 4.3 para contenedores de 20 pies y 40 pies a máxima capacidad presentados en la Tabla 3.8. Con el peso de los contenedores más el peso del tipo de cargador Reach Stacker propuestos en la Tabla 4.1, se procede a conseguir las cargas tanto en las ruedas delanteras como de las ruedas traseras, agregándole un factor dinámico de carga por frenado y de aceleración del vehículo, con un total de un 40% que corresponde a la carga singular equivalente.

No se tomarán efectos de esquina, debido a que el segmento a pavimentar es lo suficientemente grande para incluir este efecto, en cuanto al efecto de superficie irregular no se utilizará debido a que será un pavimento nuevo que no poseerá irregularidades, obteniéndose así:

$$f_D = 30\% (\text{frenado}) + 10\%(\text{aceleración}) = 40\%$$

Por lo que el factor dinámico por el cual se amplificará la carga será de 1,4.

De esta manera se procede a la obtención de las cargas tanto en la rueda delantera y rueda trasera, presentándose los resultados en la Tabla 4.4:

Tabla 4.4- Carga de la rueda delantera y traseras para cargadores cargados con contenedores de 20 y 40 pies a máxima capacidad.

Contenedor	W1 [kN] (carga en cada rueda delantera)	W2 [kN] (Carga en cada rueda trasera)
20 pies	244,55	152,74
40 pies	257,76	144,17

En la Tabla 4.5 se presentan los resultados obtenidos versus los resultados recomendados por la Tabla 3.9.

Tabla 4.5 Comparación de cargas en las ruedas delanteras obtenidas por los distintos métodos.

Contenedor	Carga en rueda delantera recomendado [kN]	Carga en rueda delantera obtenido [kN]
20 pies	110	244,55
40 pies	220	257,76

En comparación con los valores recomendados por la Tabla 3.9 se puede ver que se obtuvieron valores más altos por lo que se trabajará con estos resultados, ya que poseen un factor de seguridad más elevado el cual asegurará que se esté trabajando con las cargas más desfavorables posibles. Cabe destacar que el eje delantero se lleva una carga más elevada, debido al torque provocado al cargar el Reach Stacker con un contenedor a máxima capacidad.

Para el modelamiento de las cargas se utilizará un radio de carga de 0,281 m con una separación entre ejes de par de ruedas delantera de 0,695 m, y una separación entre estas de 0,10 m. La carga P mostrada en la Figura 4.5 será la carga calculada en la Tabla 4.4 para cargadores frontales con contenedores de 40 pies a máxima capacidad, en este caso para el eje delantero poseerá una carga por rueda de 257,76 kN.

Para el dimensionamiento del eje delantero del cargador frontal, se utilizará el siguiente bosquejo obtenido de sitio web para cargadores Reach-Stacker [29], pero con una pequeña variación de medidas para no tener dimensiones con tanto número decimal. A continuación, se presenta el bosquejo del cargador Reach Stacker con sus dimensiones frontales.

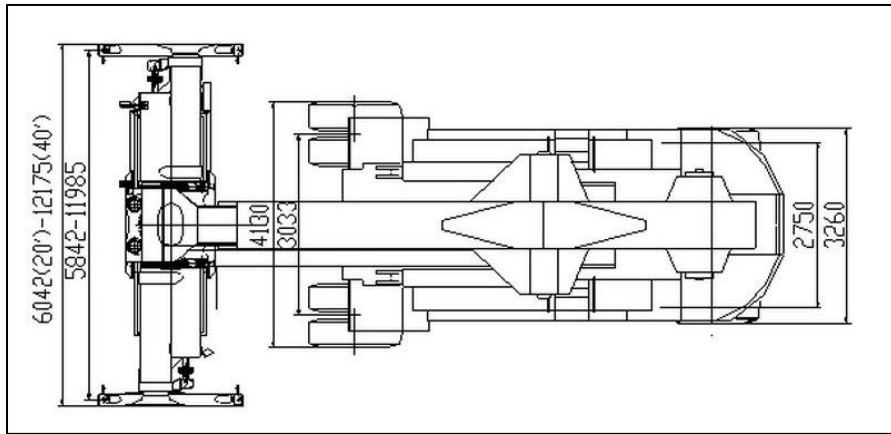


Figura 4.4- Dimensiones frontales para cargador Reach-Stacker.

Como se aprecia en la Figura 4.4 la separación entre par de ruedas delanteras es de 3,033 m aproximadamente por lo que en el estudio se trabajará con una separación de 3 m. A manera de simplificar estas dimensiones a utilizar por los distintos programas se presenta la siguiente tabla de resumen:

Tabla 4.6- Resumen de dimensiones del eje frontal para un cargador frontal Reach-Stacker.

Elementos	Dimensiones [m]
Separación entre par de ruedas entre sus ejes	0,695 m
Ancho rueda	0,595 m
Radio del área cargada x rueda	0,281 m
Separación entre eje de ruedas delanteras	3 m

En la Figura 3.4, se presenta el modelo mencionado para el programa Bisar 3.0, donde los puntos rojos reflejan el lugar donde se analizarán los resultados de deformaciones unitarias, tanto para la capa asfáltica como para el ahuellamiento en la subrasante.

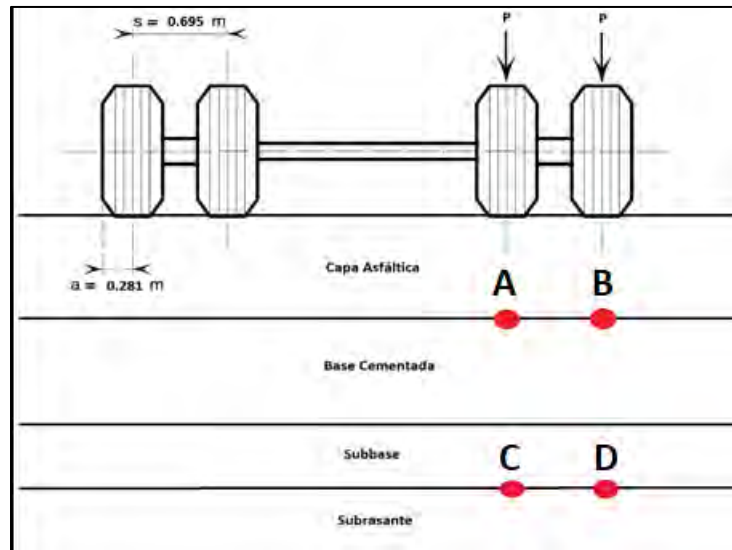


Figura 4.5- Modelamiento de cargas del eje delantero para el programa Bisar 3.0.

En la Figura 4.5 se identifican los puntos en donde se realizarán los análisis pertinentes siendo:

- Puntos A y B: se analizarán las deformaciones unitarias horizontales para la fibra interior de la capa asfáltica en estado de tracción.
- Puntos C y D: se analizarán las deformaciones unitarias verticales sobre la capa subrasante en estado de compresión.

4.1.2. Capa base, subbase y subrasante

Subrasante

La subrasante se caracterizará mediante el método que propone AASHTO 93, el cual utiliza el módulo resiliente como parámetro fundamental característico de la subrasante (M_r).

Para el cálculo del módulo resiliente existen expresiones que proponen su obtención de manera indirecta, dependiendo de las calidades del suelo que estén presentes en la subrasante, en específico mediante rango de % de CBR que posean estas subrasantes [11]. A continuación, se presentan las siguientes expresiones:

$$M_r(MPa) = 17,6 * (CBR^{0,64}) \text{ para } CBR < 12\% \quad \text{Ecuación 4-3}$$

$$M_r(MPa) = 22,1 * (CBR^{0,55}) \text{ para } 12\% \leq CBR \leq 80\% \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Como se mencionó en la sección 2.1.4, se utilizarán 3 valores distintos de calidades de subrasante caracterizados por el parámetro CBR donde variarán entre 0% a 15%, siendo específicamente 5%, 10% y 15% de CBR para cada uno de los casos a analizar. Utilizando la Ecuación 4-3 y la Ecuación 4-4, se obtendrán los módulos resilientes para las distintas calidades de subrasante a estudiar. lográndose así los siguientes resultados:

Tabla 4.7- Módulo resiliente para los distintos tipos de subrasante.

CBR (%)	5%	10%	15%
Mr (MPa)	49,30	76,83	98,00

Capa base y subbase

Para el análisis, de la capa base se utilizará una capa base estabilizada con cemento (BTC) siguiendo recomendaciones del Manual de diseño para pavimentos de puertos chilenos propuesto por IDIEM, sección 3.5.1.3. La cual consta de un espesor constante de 0,35 m de una capa base estabilizada, de un material de grava-cemento donde su resistencia a compresión suele ser superior a 8 MPa, 80 K7g/cm² a los 7 días, debiendo ser mayor de 4,5 MPa, 45 kg/cm² a los 7 días. Se trabajará con un módulo elástico del orden de 20.000 MPa [30].

Tabla 4.8- Características para la base estabilizada con cemento (BTC)

Capa	Espesor [m]	Módulo elástico [MPa]
Base tratada (BTC)	0,35	20.000

Cabe destacar que de igual manera se realizará el análisis para una capa base granular sin estabilización, para verificar y analizar la diferencia de espesores que se obtienen utilizando una base granular común.

Para el análisis del módulo dinámico de las capas granulares se usará el método tricapa propuesto por Shell, donde relaciona los espesores y módulos de las capas inferiores para la obtención de las capas superiores. Proponiendo así la siguiente expresión.

$$E_2 = k_2 * E_3 \quad \text{Ecuación 4-5}$$

Con:

$$k_2 = 0,206 * h_2^{0,45} \quad \text{y} \quad 2 \leq k_2 \leq 4 \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Si los valores de k_2 superan el valor de 4, ocasionan tensiones mayores a las que una capa granular puede resistir por lo que no se aceptan valores superiores a 4 [27]. En caso de sobrepasar este valor, será necesario proponer una nueva dimensión de la capa granular para evitar estas tensiones elevadas.

Una vez reemplazadas las expresiones propuestas anteriormente se obtiene siguiente ecuación:

$$E_2 = 0,206 * h^{0,45} * E_3 \quad \text{Ecuación 4-7}$$

Donde:

E_2 : Módulo dinámico de la capa superior, MPa.

E_3 : Módulo dinámico de la capa inferior, MPa.

h: Espesor de la capa granular, mm.

Para la capa subbase se utilizará una capa granular de espesor 0.15 m, la cual sus características seguirán las recomendaciones propuestas por el Manual de diseño de puertos chilenos de IDIEM sección 3.5.1.2 [16].

De esta manera, para los distintos valores de CBR de subrasante y utilizando la Ecuación 4-7 se obtienen los módulos para las capas granulares a utilizar para una base estabilizada:

Tabla 4.9- Módulos dinámicos y espesores de las capas estructurales.

	Espesor [m]	Módulo resiliente [MPa]		
Base	0,35	20.000	20.000	20.000
Subbase	0,15	94,00	146,48	186,86
Subrasante	-	49,30	46,93	98,00
Subrasante CBR %	-	5%	10%	15%

Para materiales granulares se asume una razón de Poisson igual a 0.35 [27].

4.1.3. Capa asfáltica

Para la carpeta asfáltica se utilizará una mezcla de alto módulo según especificaciones técnicas de obras de pavimentación MINVU, estas mezclas poseen un valor de módulo dinámico a quince grados Celsius según NLT-349 superior a 13.000 MPa. Para el presente trabajo de título se utilizará un módulo de 13.000 MPa.

De igual manera, para mezclas de asfalto convencionales como lo son las CA-24 se realizará un análisis para ver cómo influye esta mezcla de asfalto convencional sobre la estructura del pavimento, o bien si es posible utilizarlas para zonas donde ocurren las maniobras de los cargadores frontales. Estas mezclas de asfalto en caliente poseen un módulo dinámico del orden de 4.000 MPa.

4.2. Metodología de elementos finitos mediante Rocscience2 (RS2)

La finalidad de la utilización de estos programas de elementos finitos en este trabajo de título, es para la obtención de las deformaciones unitarias y esfuerzos en cualquier punto de la estructura de pavimento, que estará compuesta por varias capas definidas principalmente por sus propiedades mecánicas, espesores y propiedades elasto-plásticas.

Una de las falencias que posee este programa para el estudio a realizar, es que este no dispone de una herramienta que permita la descripción de las pasadas de vehículos hacia los pavimentos, eso quiere decir que no cuenta con algún modelamiento para una carga descrita por un pulso para la descripción de una o varias pasadas de un vehículo. Es por ello que este trabajo se centrará en cargas estáticas, las cuales son más desfavorables y se analizará el comportamiento de las deformaciones unitarias ante estas cargas.

Las deformaciones unitarias calculadas mediante RS2 serán: la deformación unitaria horizontal bajo la carpeta asfáltica y la deformación unitaria vertical sobre la subrasante. Para realizar un estudio acorde al método Shell (BISAR 3.0) se analizará en el mismo lugar, siendo este justo debajo de las cargas.

El programa RS2 trabaja con elementos triangulares o cuadrangulares de número de nodos variable, permitiendo considerar un comportamiento de tipo elástico o elasto-plástico para la representación de los materiales presentes en la estructura de pavimento.

Para la utilización de este programa se realizarán los siguientes pasos:

- Paso 1: Proceso de creación de la grilla donde se otorgan: las dimensiones de la estructura, el número de nodos con los que se quiere analizar la estructura, las propiedades mecánicas de los materiales, las condiciones de borde y las cargas actuantes en la superficie del pavimento.

- Paso 2: Comenzar con las simulaciones de Rocscience2 para la obtención de resultados.
- Paso 3: Existe una gran variedad de resultados que entrega este programa como: esfuerzos, deformaciones unitarias, factores de seguridad, entre otros. Los principales resultados que se utilizarán serán deformaciones unitarias.

De esta manera se presenta la Figura 4.6 en la que se muestra el modelo realizado en RS2, el cual posee una grilla tipo triangular de 6 nodos y un número de nodos externos para el análisis de 500:

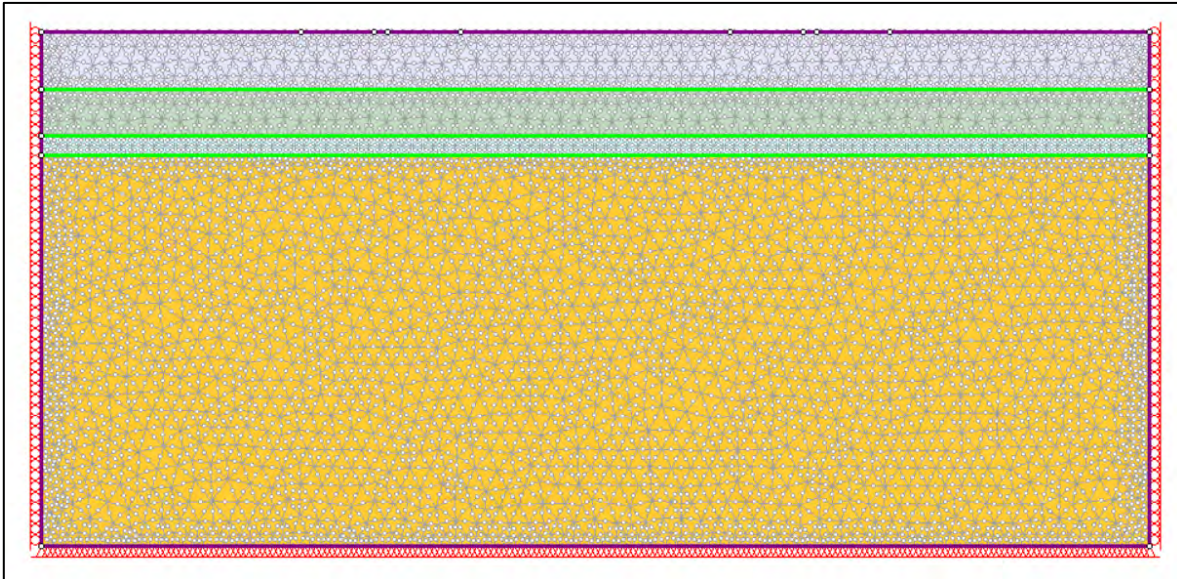


Figura 4.6- Modelo de la sección de pavimento flexible mediante RS2 con grilla triangular de 6 nodos graduada.

Los resultados que se obtengan del programa definirán si el asfalto está en compresión o en tracción, o si la subrasante se encuentra en compresión o tracción igualmente. Para las deformaciones unitarias horizontales el signo (-) corresponderá a que el asfalto se encuentra en tracción, mientras que para la deformación unitaria horizontal el signo positivo (+) denotará que la subrasante se encuentra en compresión debido a las cargas actuantes [18].

4.2.1. Modelo constitutivo del programa RS2

Para el análisis de geo-materiales y partículas de suelo, se utiliza mediante el software RS2 el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Este modelo es el más común en el contexto de geo-materiales y partículas de suelo. La hipótesis de Coulomb postula una relación lineal entre la resistencia al corte en un plano y la tensión normal que actúa sobre el mismo. Proponiendo la siguiente ecuación:

$$\tau = c - \sigma * \tan (\varphi)$$

Donde:

τ : Esfuerzo de corte.

σ : Esfuerzo normal.

c: Cohesión.

φ : Ángulo de fricción interna.

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 como:

$$\frac{1}{2} * (\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2} * (\sigma_1 + \sigma_3) * \sin(\varphi) - c * \cos(\varphi) = 0$$

Donde

σ_1 : Esfuerzo principal mayor.

σ_3 : Esfuerzo principal menor.

4.2.2. Datos de entrada para el software RS2

Propiedades de los materiales

Los principales datos de entrada son las propiedades mecánicas de los materiales y las cargas utilizadas. Para el análisis mediante RS2 se modelarán las 4 capas del pavimento: capa asfáltica, capa base tratada con cemento, la capa subbase y finalmente la subrasante.

Para la caracterización de la subrasante en este estudio, se estará bajo el supuesto de que esté compuesto por una arena y grava, con tal de estar en el rango de un módulo elástico del orden de 50 a 100 MPa. Cabe destacar que para un estudio propio de cada puerto es necesario obtener estos parámetros según estudios previos y realización de ensayos in situ para cada zona presente en el puerto. A continuación, se presenta los parámetros elásticos para los distintos tipos de suelo obtenidos de la literatura [31]:

Tabla 4.10- Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, Es (MPa)	Coefficiente de poisson, μ_s .
Arena suelta	10-25	0,20-0,40
Arena semi-densa	15-30	0,25-0,40
Arena densa	35-55	0,30-0,45
Arena limosa	10-20	0,20-0,40
Arena y grava	70-170	0,15-,035
Arcilla blanda	4	
Arcilla media	20-40	0,20-0,50
Arcilla dura	40-100	

Fuente: Adaptada de [31].

Tabla 4.11- Propiedades mecánicas de los materiales para RS2.

Capa estructural	CBR %	Modulo elástico [MPa]	Peso unitario (γ). Seco, húmedo o saturado [kN/m ³]	Resistencia a la tracción [kPa]	Ángulo de fricción (ϕ)	Cohesión efectiva (c)	Razón de Poisson (ν)
Asfalto alto módulo	-	13.000	22	900	63	9.000	0,35
Base estabilizada (Gravamento)	-	20.000	22	200	35	3.000	0,35
Subbase granular	$\geq 50\%$	94,00	19,5	2	30	20	0,35
		146,48					
		186,86					
Subrasante	5%	49,30	18	3	28	20	0,35
	10%	76,83					
	15%	98,00					

Fuente: Adaptada de [31].

4.2.3. Cargas de diseño

Las cargas utilizadas serán de carácter estático, donde se utilizará un cargador frontal Reach-Stacker a su máxima capacidad con un contenedor de 40 pies lleno.

Análisis estático

Para el análisis se modelarán los distintos casos que se presentarán más adelante en la Tabla 5.19, los cuales fueron obtenidos mediante el software Bisar 3.0. Estos modelos serán sometidos a una carga estática del eje delantero de un cargador frontal (eje simple rodado doble) a máxima capacidad, la carga obtenida por cada rueda será igual a 257,76 kN. Cabe destacar que un eje simple rodado doble cuenta con 4 ruedas delanteras, en el que la geometría y distribución de cargas serán igual a la distribución presentada en la Tabla 4.6 con el fin de hacer un análisis semejante al realizado mediante el software Bisar 3.0.

Para modelar esta carga en el programa RS2 es necesario usarla de manera distribuida, por lo que es necesario dividirla por el área de contacto. El área de contacto presente en la rueda será de 0,562 m², de esta manera dividiendo la carga de cada rueda delantera por esta área de contacto, se obtiene una carga distribuida de 457,92 kN/m². En la Figura 4.7 se presenta el modelamiento de estas cargas estáticas mediante el programa RS2.

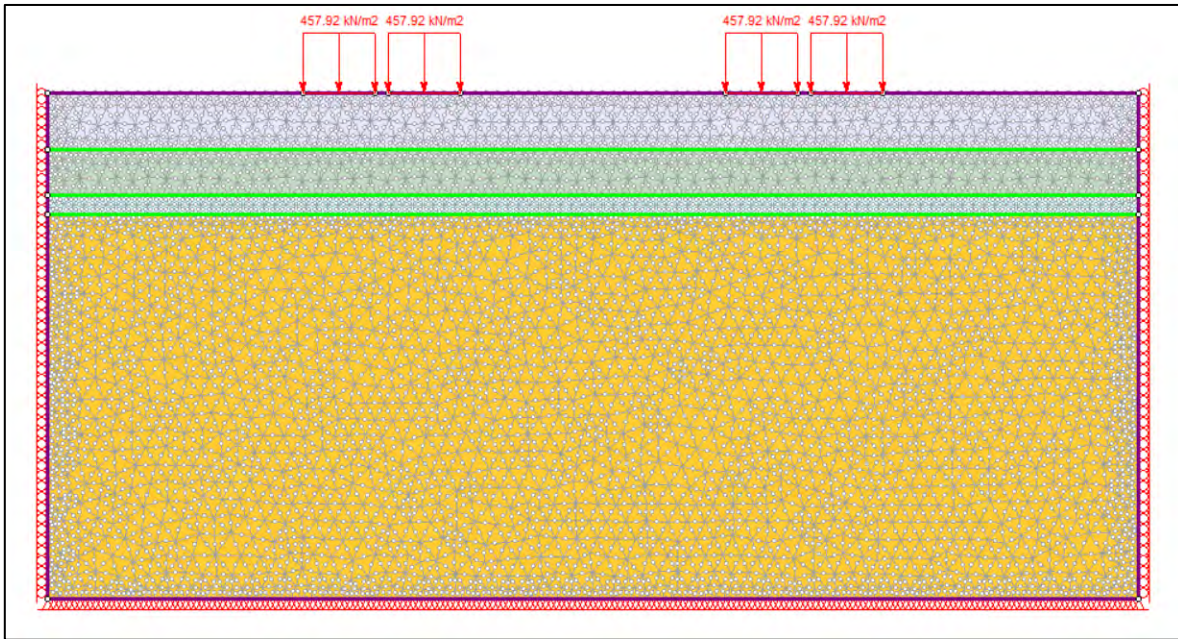


Figura 4.7- Modelo tipo de pavimento flexible en RS2 con cargas estáticas aplicadas.

En la figura se dan a conocer los puntos de análisis para el software RS2, que de igual manera a los puntos analizados en el software Bisar 3.0 serán denotados como A, B, C y D. Donde los puntos A y B se analizarán las deformaciones unitarias horizontales en la fibra interior de la capa asfáltica y en los puntos C y D para realizar un análisis las deformaciones unitarias verticales sobre la subrasante.

4.3. Método AASHTO 93

Para el presente trabajo de título se utilizará la metodología AASHTO 93 para la obtención del número estructural de los distintos casos de estudio calculados mediante la metodología Shell presentados en la Tabla 5.19. El parámetro del número estructural es un indicativo del espesor total requerido de las diferentes capas estructurales que conforman la estructura del pavimento.

El número estructural otorgado por la estructura de pavimentos depende de: los espesores de cada capa, sus coeficientes estructurales y sus respectivos coeficientes de drenajes. La ecuación que representa dicho número es la siguiente:

$$NE(mm) = a_1 * h_1 + a_2 * h_2 * m_2 + a_3 * h_3 * m_3 \quad \text{Ecuación 4-8}$$

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.

Para la obtención del coeficiente estructural de la capa asfáltica se utilizará la siguiente correlación que dependerá de su módulo resiliente:

$$a_1 = 0,0052 * E^{0,555} \quad \text{Ecuación 4-9}$$

De igual manera, para la obtención del coeficiente estructural para una base tratada con cemento (a_2) se utilizará la siguiente expresión que dependerá de la resistencia a compresión del cemento a utilizar:

$$a_2 = 0,0918 * f_c^{0,514} \quad \text{Ecuación 4-10}$$

Donde:

f_c : resistencia cilíndrica a la ruptura (MPa).

Finalmente, para la obtención del número estructural para una subbase granular se presenta la siguiente expresión:

$$a_3 = 0,058 * CBR^{0,19} \quad \text{Ecuación 4-11}$$

Las correlaciones antes presentadas son obtenidas de recomendaciones propuestas por el MOP [11].

Para el análisis, se utilizarán los siguientes valores de coeficientes de drenaje de las distintas capas base y subbase:

Para una capa base tratadas con cemento el coeficiente de drenaje será de 1,0. Mientras que para una subbase granular el coeficiente de drenaje dependerá de más factores, tanto de la región en donde se encuentra la zona de estudio, la cantidad de finos presentes y la precipitación que ocurre en dicha zona como se muestra en la Tabla 3.7. Al estar analizándose un caso general, se utilizará un valor de coeficiente de drenaje de 1,35 promedio para subbases granulares.

CAPÍTULO V

5. Resultados y análisis

5.1. Criterios de falla para los casos de estudio

Para el análisis de los criterios de falla se utilizarán los autores propuestos en la sección 3.6., donde se obtendrán los valores admisibles de las deformaciones unitarias verticales ocasionados por compresión en la subrasante y la deformación por tracción en la base de la capa asfáltica. Estos criterios se calcularon bajo el ciclo de 20 millones de ejes equivalentes propuesto [8].

Se analizará un caso principal el cual consistirá en la mezcla de asfalto de alto módulo que tendrá las siguientes características en su composición:

Tabla 5.1- Composición asfalto de alto módulo

Volumen (%) de asfalto	75%
Volumen (%) de vacíos	4%
Módulo elástico [MPa]	13.000

Para el cálculo de la deformación admisible se utilizarán los autores propuestos en la sección 3.6.1 para la obtención del criterio de fatiga del concreto asfáltico en una mezcla de alto módulo, obteniéndose los resultados mostrados en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2- Deformación unitaria admisible por tracción en la base de la capa asfáltica de alto módulo.

Criterio	Deformación unitaria admisible por tracción en la base del concreto asfáltico (ϵ_t).
Finn et Al	$5,99 \times 10^{-05}$
Shell	$5,17 \times 10^{-04}$
Instituto del asfalto	$1,49 \times 10^{-04}$

Cabe destacar que según los resultados establecidos en la Tabla 5.2, Finn et Al proponen una relación más restrictiva debido a la magnitud que se obtuvo para la deformación unitaria admisible en la base de la capa de asfalto, sabiendo esto la expresión que propone el autor Finn et Al será la que se deberá cumplir para satisfacer las deformaciones unitarias horizontales resultantes por los distintos métodos.

Según lo propuesto en la sección 3.6.1 se puede apreciar que las expresiones propuestas por Shell y el Instituto del asfalto se asemejan al contar con la relación de vacíos y composición de la carpeta de asfalto que se utilizará, concluyéndose de manera apresurada que éstas serían las expresiones más precisas por las diferentes variables que utilizan. Al obtener resultados en la Tabla 5.2, se ve que son resultados cercanos a diferencia de los resultados obtenidos mediante Finn et Al. La relación que propone Finn et Al es una expresión que posee un mayor factor de seguridad para asegurar un mejor desempeño de las deformaciones que deberá cumplir el pavimento.

De igual manera, se realiza el cálculo pertinente para la obtención de la deformación unitaria vertical admisible según los criterios de falla mencionados en la sección 3.6.2, obteniéndose así los siguientes resultados:

Tabla 5.3- Deformación unitaria vertical admisible.

Criterio	Deformación unitaria vertical admisible (ϵ_z)	
Chevron	2,47x10 ⁻⁰⁴	
Instituto del asfalto	2,45x10 ⁻⁰⁴	
Shell	50%*	4,19x10 ⁻⁰⁴
	85%*	3,14x10 ⁻⁰⁴
	90%*	2,69x10 ⁻⁰⁴

En la Tabla 5.3 se aprecian porcentajes del nivel de confianza utilizados por Shell, los cuales están demarcados por el símbolo “*”, siendo estos del 50%, 85% y 90%.

Para este criterio como se aprecia en la Tabla 5.3 el autor que propone una expresión más restrictiva será la propuesta por el Instituto del asfalto, donde a diferencia de las demás relaciones obtenidas para la fatiga del asfalto estas tres se obtienen con parámetros similares mostrados en la sección 3.6.2, donde solo utilizan el número de ejes equivalentes para la obtención de resultados.

Como caso secundario, se presentan los criterios de falla para un pavimento CA-24 para corroborar si se puede o no aplicar este tipo de pavimentos en puertos, donde su composición y características serán las siguientes:

Tabla 5.4- Composición del asfalto CA-24.

Volumen (%) de asfalto	12%
Volumen (%) de vacíos	4%
Módulo elástico [MPa]	4.000

Luego, para el cálculo de las deformaciones admisibles para el criterio de fatiga de una mezcla CA-24 se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5.5- Deformación admisible por tracción en la base del concreto asfáltico CA-24.

Criterio	Deformación unitaria vertical admisible en la subrasante (ϵ_z)
Finn et Al	8,13x10 ⁻⁰⁵
Shell	1,37x10 ⁻⁰⁴
Instituto del asfalto	1,08x10 ⁻⁰⁴

Cabe destacar que para la obtención de la deformación unitaria vertical admisible se utilizaran los mismos valores de la Tabla 5.3, debido a que estos criterios solo relacionan los ejes equivalentes y no influyen el tipo de asfalto a utilizar.

5.2. Deformaciones unitarias mediante Bisar 3.0

Una vez determinada las deformaciones unitarias admisibles, se procede a la iteración mediante Bisar 3.0 para la obtención de los espesores de pavimentos hasta encontrar un espesor que logre cumplir con las deformaciones unitarias admisibles mencionadas en la sección 3.6. Para ello es necesario utilizar todos los parámetros entregados en la sección 4.2 como: cargas, módulos elásticos o resilientes, espesores de las capas granulares definidos en la Tabla 4.9, entre otros.

Los puntos de estudio en las capas de pavimentos mediante la utilización del software Bisar 3.0 serán los que se presentan en la Figura 5.1, donde los puntos A y B serán para el análisis del criterio de falla por fatiga cuyo punto de interés está presente en la última fibra traccionada de la capa asfáltica. De igual manera C y D serán para el análisis del criterio de falla por ahuellamiento de la subrasante, donde su punto de interés será justo sobre esta misma.

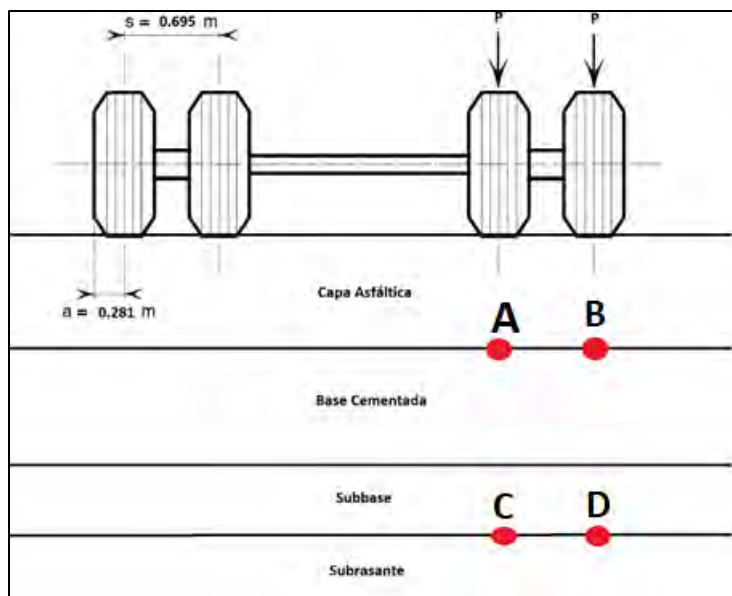


Figura 5.1- Puntos de análisis para los distintos criterios de falla.

Se realizó el estudio para los tres casos donde la forma de obtención de resultados fue la siguiente:

- Despejar la deformación unitaria de las expresiones propuestas por los distintos autores presentados en la sección 3.6.
- Comparar esta deformación con la entregada por el software Bisar 3.0.

Para tener un buen diseño de pavimentos la deformación unitaria de los criterios de falla debe ser mayor a las deformaciones unitarias resultantes por los softwares.

A continuación, se presentarán los valores obtenidos por el software Bisar 3.0 para un asfalto de alto módulo, donde se contrastarán con los criterios de falla. Presentándose así los siguientes resultados:

Caso 1: CBR 5% subrasante.

Para una subrasante de CBR 5% se obtuvo el siguiente espesor de pavimento capaz de cumplir con todos los criterios de falla mencionados con anterioridad, para un espesor de capas base y subbase constantes:

Tabla 5.6- Espesores de las capas estructurales del pavimento de alto módulo para el caso 1.

Capa	Espesor [m]
Asfáltica	0,48
Base	0,35
Subbase	0,15

Luego de obtener los espesores de las capas estructurales del asfalto se procede mediante el mismo software al análisis de las deformaciones unitarias presentes en la Figura 5.1, Resultando lo siguiente:

- Deformación unitaria horizontal en la base de la capa de asfalto:

Tabla 5.7- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 1, mediante Bisar 3.0.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$4,63 \times 10^{-06}$	$5,99 \times 10^{-05}$	Si	$5,17 \times 10^{-04}$	Si	$1,49 \times 10^{-04}$	Si
B	$4,55 \times 10^{-06}$		Si		Si		Si

- Deformación unitaria Vertical en la subrasante:

Tabla 5.8- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 1, mediante Bisar 3.0.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$2,43 \times 10^{-04}$	$2,47 \times 10^{-04}$	Si	$2,69 \times 10^{-04}$	Si	$2,45 \times 10^{-04}$	Si
D	$2,27 \times 10^{-04}$		Si		Si		Si

Caso 2: CBR 10% de la subrasante.

Para una subrasante de CBR 10% de igual manera que el caso 1 se obtuvieron de manera iterativa la siguiente composición de capas estructurales capaz cumplir con todos los criterios de falla mencionados. Resultando lo siguiente:

Tabla 5.9- Espesores de las capas estructurales del pavimento de alto módulo para el caso 2.

Capa	Espesor [m]
Asfáltica	0,42
Base	0,35
Subbase	0,15

Una vez obtenido los espesores de las capas estructurales se procede al análisis de deformaciones unitarias en los puntos propuestos en la Figura 5.1. Resultando así lo siguiente:

- Deformación unitaria Horizontal en la base de la capa de asfalto:

Tabla 5.10- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 2, mediante Bisar 3.0.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$3,22 \times 10^{-6}$	$5,99 \times 10^{-5}$	Si	$5,17 \times 10^{-4}$	Si	$1,49 \times 10^{-4}$	Si
B	$3,30 \times 10^{-6}$		Si		Si		Si

- Deformación unitaria vertical en la subrasante:

Tabla 5.11- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 2, mediante Bisar 3.0.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$2,26 \times 10^{-4}$	$2,47 \times 10^{-4}$	Si	$2,69 \times 10^{-4}$	Si	$2,45 \times 10^{-4}$	Si
D	$2,10 \times 10^{-4}$		Si		Si		Si

Caso 3: CBR 15% de la subrasante.

Para el caso 3 de manera iterativa al igual que los demás casos, se obtuvo un espesor de 0.40 m de capa asfáltica, la cual es capaz de cumplir con todos los criterios de falla que se están analizando, de esta forma se presentan los resultados:

Tabla 5.12- Espesores de las capas estructurales del pavimento de alto módulo para el caso 3.

Capa	Espesor [m]
Asfáltica	0,40
Base	0,35
Subbase	0,15

Con esta estructura de pavimentos se procede a la obtención de deformaciones unitarias mediante Bisar 3.0. Resultando así lo siguiente:

- Deformación unitaria Horizontal en la base de la capa de asfalto:

Tabla 5.13- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 3, mediante Bisar 3.0.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$2,81 \times 10^{-6}$	$5,99 \times 10^{-5}$	Si	$5,17 \times 10^{-4}$	Si	$1,49 \times 10^{-4}$	Si
B	$2,94 \times 10^{-6}$		Si		Si		Si

- Deformación unitaria vertical en la subrasante:

Tabla 5.14- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 3, mediante Bisar 3.0.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$2,11 \times 10^{-4}$	$2,47 \times 10^{-4}$	Si	$2,69 \times 10^{-4}$	Si	$2,45 \times 10^{-4}$	Si
D	$1,97 \times 10^{-4}$		Si		Si		Si

De la misma manera, se realizó un análisis adicional para saber qué ocurriría si se ocupa una base no estabilizada, en este caso una base granular. Para ello se utilizó la Ecuación 4-7, donde se obtuvo el módulo resiliente para la capa base granular a utilizar.

Se procedió a realizar de manera iterativa el cálculo del espesor de una base granular para una subrasante de CBR 5% y utilizando los espesores constantes de la capa asfáltica de alto módulo y de la subbase granular obtenida en la Tabla 5.6, con la finalidad de verificar la magnitud resultante del espesor de una capa base granular sin tratamiento, obteniéndose los resultados presentados en la Tabla 5.15:

Tabla 5.15- Resultado espesor para una capa base granular sin tratamiento.

Capa estructural	Espesor	Modulo resiliente [MPa]
Asfáltica	0,48	13,000
Base granular	1,80	548,31
Subbase granular	0,15	94,00
Subrasante	-	49,30

La capa granular resultante es de 1,80 metros lo cual resulta un diseño no viable para la construcción al tener un espesor tan grande. Mediante la Ecuación 4-7 se obtuvo un módulo resiliente para esta capa granular de 548,31 MPa.

De igual manera se utilizó un asfalto CA-24 de modulo elástico 4.000 MPa para obtener el espesor de la capa asfáltica para el caso 1, el cual consta de una calidad de subrasante del 5% de CBR y unos espesores de capa constante para la base tratada y subbase granular. Resultando lo siguiente:

Tabla 5.16- Espesores de las capas estructurales para un asfalto CA-24 del caso 1.

Capa	Espesor [m]
Asfáltica	0,92
Base	0,35
Subbase	0,15

Para esta estructura de pavimento se obtuvieron las siguientes deformaciones unitarias horizontales.

Tabla 5.17- Resultados y comparación de deformaciones unitarias horizontal para el caso 1 para un asfalto CA-24.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$4,44 \times 10^{-07}$	$8,13 \times 10^{-05}$	Si	$1,37 \times 10^{-04}$	Si	$1,08 \times 10^{-04}$	Si
B	$4,95 \times 10^{-08}$		Si		Si		Si

De igual manera, se presentan las deformaciones unitarias verticales resultantes para un asfalto CA-24.

Tabla 5.18- Resultados y comparación de deformaciones unitarias verticales para el caso 1 para un asfalto CA-24.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$1,90 \times 10^{-04}$	$2,47 \times 10^{-04}$	Si	$2,69 \times 10^{-04}$	Si	$2,45 \times 10^{-04}$	Si
D	$1,79 \times 10^{-04}$		Si		Si		Si

Para cumplir con todos los criterios de fatiga al utilizar un asfalto convencional CA-24, se obtuvo una capa asfáltica de 0,92 m de espesor la cual resulta fuera de los rangos recomendados que son del orden de 0,40 metros, por lo tanto, este diseño no cumpliría con las condiciones necesarias para poder ser utilizado en zonas de manipulaciones de carga, dejando descartado la utilización de un asfalto convencional.

Finalmente, los resultados obtenidos mediante el software Bisar 3.0 en cuanto a espesores de pavimentos para un asfalto de alto modulo, serán los modelados mediante RS2 para analizar su comportamiento a través de elementos finitos y verificar las deformaciones unitarias que resultan con este software. Los reportes obtenidos por Bisar 3.0 estarán disponibles en la sección de Anexos 8.1. Así, las dimensiones que se utilizarán son las presentadas en la Tabla 5.19 para las siguientes estructuras de pavimentos:

Tabla 5.19- Espesores de las capas estructurales para los distintos casos de estudio.

Casos	Espesores de las capas estructurales de diseño		
	Asfalto [m]	Base [m]	Subbase [m]
Caso 1	0,48	0,35	0,15
Caso 2	0,42	0,35	0,15
Caso 3	0,40	0,35	0,15

Como se vio con anterioridad cada caso corresponden a una calidad de subrasante distinta donde: el Caso 1 posee una calidad de subrasante del 5% de CBR, el Caso 2 una calidad de subrasante del 10% de CBR y para el Caso 3 una calidad de subrasante del 15%.

Mediante el modelamiento del software Bisar 3.0, se lograron resultados que cumplen con todos los criterios de fatiga propuestos para el ahuellamiento de la subrasante y el agrietamiento del asfalto. Estos diseños serán los modelados con el software RS2 para obtener un comportamiento de estas deformaciones unitarias en toda una sección de pavimento y no solo en un punto.

Respecto a las deformaciones unitarias verticales y horizontales obtenidas para los diferentes casos por el software Bisar 3.0 se puede observar lo siguiente:

- Las deformaciones unitarias horizontales en los puntos de análisis A y B, cuando se aumenta la calidad de la subrasante de un 5% a un 10% de CBR, las deformaciones disminuyen entre un 27% a un 31% respectivamente.
- Para las deformaciones unitarias verticales obtenidas en los puntos C y D, al aumentar la calidad de la subrasante desde un 5% a un 10% de CBR, las deformaciones disminuyen desde un 7%.

- Al volver a aumentar la calidad de la subrasante desde un 10% a un 15% de CBR, las deformaciones unitarias horizontales en los puntos de análisis A y B, disminuyen entre un 11% a un 13% respectivamente.
- Las deformaciones unitarias verticales, al aumentar la calidad de subrasante desde un 10% a un 15% de CBR, estas deformaciones unitarias se ven disminuidas en un 6%.

5.3. Deformaciones unitarias mediante RS2

Para el modelamiento de los pavimentos mediante RS2 se proponer una explanada de 8 metros de ancho que soportará un cargador Reach Stacker con un contenedor de 40 pies a máxima capacidad, luego se analizarán las deformaciones unitarias horizontales y verticales para los distintos casos de estudio.

5.3.1. Modelamiento y análisis de resultados mediante RS2

Para el análisis mediante el software RS2 se utilizará una profundidad de subrasante de 3 metros constante para todos los casos, donde las propiedades de los materiales con las que se trabajará son las propuestas en la Tabla 4.11, cabe destacar que estos son valores de carácter teórico que se deberán cambiar en la realidad para cada lugar de diseño en una zona portuaria y para los distintos puertos. Algunos de estos parámetros no son fáciles de determinar como las constantes elásticas de la capa asfáltica, debido a esto para la obtención de resultados de deformaciones unitarias sin incurrir en mayores errores se trabajará dentro del rango elástico.

El modelamiento será para una carga estática representada por un cargador Reach Stacker con un contenedor de 40 pies a máxima capacidad, este modelamiento representará un caso cotidiano que podría ocurrir cuando un cargador queda cargado y sin descargar por un largo periodo de tiempo.

Para el cálculo se utilizó una malla tipo graduada de 6 nodos triangulares, con un número de nodos de 500 y en algunos casos de 1000 nodos para realizar un análisis más preciso. La elección de este tipo de malla y la cantidad de nodos a utilizar se obtuvo buscando resultados iguales bajo ambos pares de ruedas debido a que el modelo es simétrico, obteniéndose los mejores resultados para una grilla tipo triangular con 6 nodos de análisis (estos 6 nodos de análisis proporcionan más información respecto a las demás grillas).

Se realizará un análisis complementario para el Caso 1 con una variación de la explanada de 8 metros a 20 metros, para poder apreciar como influyen las condiciones de borde en las deformaciones unitarias. Esta situación puede ocurrir en los puertos debido a que en ellos existen diferentes zonas, como pasajes donde cabe un cargador o explanadas muy grandes donde transitan más maquinarias.

5.3.1.1. Resultados Caso 1

El caso 1 constará de un sector de 8 metros que posee una calidad de subrasante de 5% de CBR, a este sector se le aplicarán las cargas presentadas en la sección 4.2.3 para su análisis. Luego mediante el modelamiento de RS2 se obtiene la estructura de pavimento con la carga aplicada que es presentada en la Figura 5.2.

El diseño se realizó de manera totalmente simétrica centrando el eje de referencia justo en el centro de la base presentada en la Figura 5.2. Las condiciones de borde consisten en apoyos fijos para la base y apoyos simples para los laterales restringiendo el desplazamiento lateral pero no el vertical:

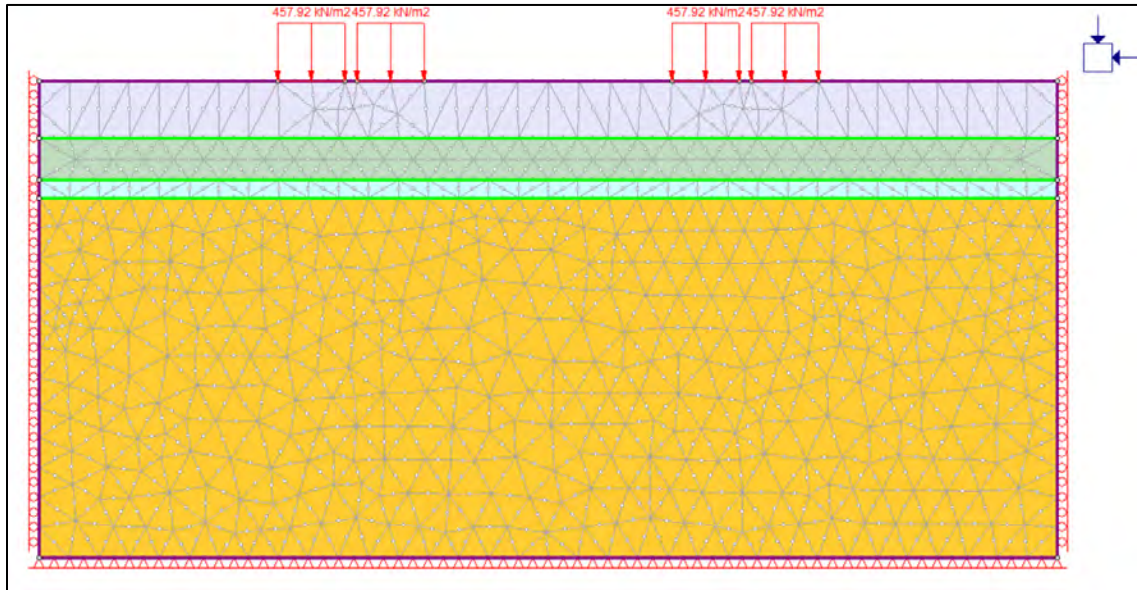


Figura 5.2- Modelo de una sección de pavimento para el caso 1 en una pista de 8 metros, mediante RS2.

Para poder comparar con el software bisar 3.0, se analizará en los mismos puntos presentes en la Figura 4.7 para la obtención de deformaciones unitarias horizontales en los puntos A y B, como verticales en los puntos C y D.

Haciendo correr el software RS2 para una carga estática de 457.92 kN/m² se obtienen los siguientes resultados para la deformación unitaria horizontales presentes en la Figura 5.3 y la Tabla 5.20:

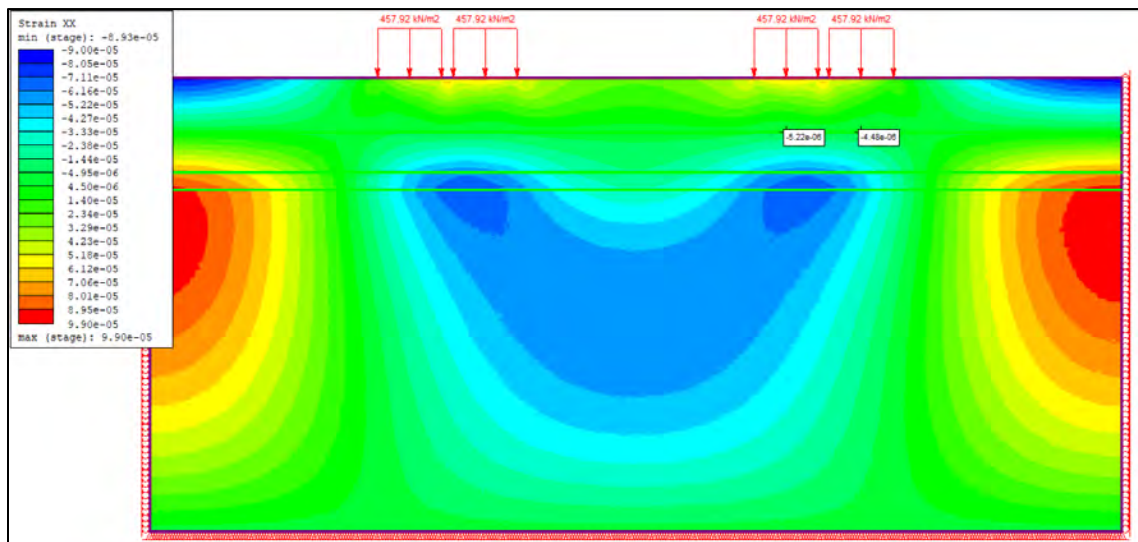


Figura 5.3- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 1 en un sector de 8 metros, mediante RS2.

Se presenta en la Figura 5.3 las deformaciones unitarias horizontales ocasionadas en toda la estructura de pavimento que se analizará, donde se pueden apreciar según los colores de los isocontornos los sectores que estarán en compresión o en tracción provocados por la carga estática. Los colores azules o fríos representan zonas en tracción mientras que colores más cálidos o rojizos representan zonas que se encuentren con deformaciones unitarias horizontales en compresión.

La zona de análisis para poder verificar deformaciones unitarias horizontales mediante los criterios son las presentes en la base de la capa asfáltica en su última fibra traccionada. Los puntos de interés como se mencionó con anterioridad son los mismo que se presentan en la Figura 5.1, denominados puntos A y B.

Hay que recordar que las deformaciones unitarias horizontales obtenidas mediante el software en los puntos de interés deberán ser menores que las deformaciones unitarias horizontales propuestas por los distintos criterios de falla presentes en la sección 3.6.1, de esta forma se presentan los resultados obtenidos en la Tabla 5.20:

Tabla 5.20- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 1 para un sector de 8 metros.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$5,22 \times 10^{-06}$	$5,99 \times 10^{-05}$	Si	$5,17 \times 10^{-04}$	Si	$1,49 \times 10^{-04}$	Si
B	$4,48 \times 10^{-06}$		Si		Si		Si

Como se aprecia en la Tabla 5.20 donde se comparan los resultados obtenidos con los criterios de falla, las deformaciones unitarias horizontales bajo la carpeta de asfalto están muy por debajo del rango admisible propuesto por los criterios de falla, siendo del orden de 75 veces más pequeño o en porcentajes un 98%.

De igual manera para el análisis de las deformaciones unitarias verticales se obtuvieron los resultados pertinentes para los puntos C y D sobre la subrasante, puntos de interés presentados en la Figura 5.4, donde se muestra que los colores cálidos corresponden a zonas en compresión vertical, mientras que colores más azules oscuros zonas donde ocurre una pequeña tracción:

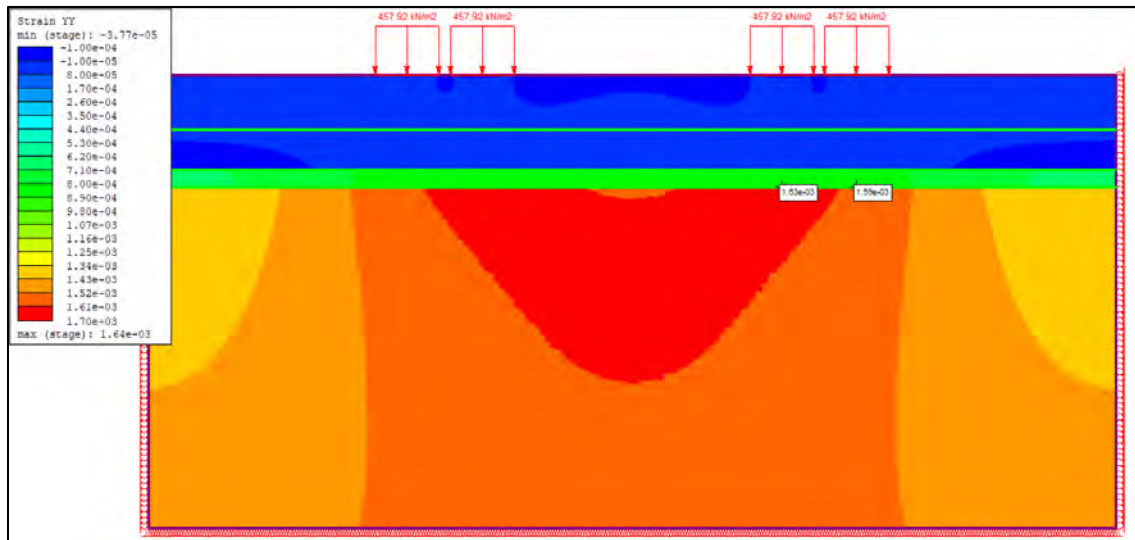


Figura 5.4- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 1 en un sector de 8 metros mediante RS2.

Los Resultados obtenidos en los puntos de interés C y D son presentados en la Tabla 5.21:

Tabla 5.21- Deformación unitarias verticales para el caso 1 con un sector de 8 metros, mediante RS2.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$1,63 \times 10^{-03}$	$2,47 \times 10^{-04}$	No	$2,69 \times 10^{-04}$	No	$2,45 \times 10^{-04}$	No
D	$1,59 \times 10^{-03}$		No		No		No

Para este caso, se aprecia que los resultados obtenidos de las deformaciones unitarias verticales ocasionados por una carga distribuida de 457.92 kN/m^2 en la superficie, para los puntos de interés C y D sobre la subrasante, son mayores a las deformaciones unitarias admisibles propuestas por los criterios de falla presentados en la sección 3.6.2. Estos resultados son un 84% más elevado que los permitidos según los criterios de falla, cabe destacar que los criterios de falla son obtenidos indirectamente de manera dinámica representados por pasadas de los ejes equivalentes, por ello estos resultados tan elevados son justificados.

Para analizar una explanada más ancha para ver como varían las deformaciones unitarias ante unas condiciones de borde más alejadas, se procede a realizar el modelamiento para un sector de 20 metros. De esta manera en la Figura 5.5 se presenta el modelo para un sector de 20 metros para el Caso 1:

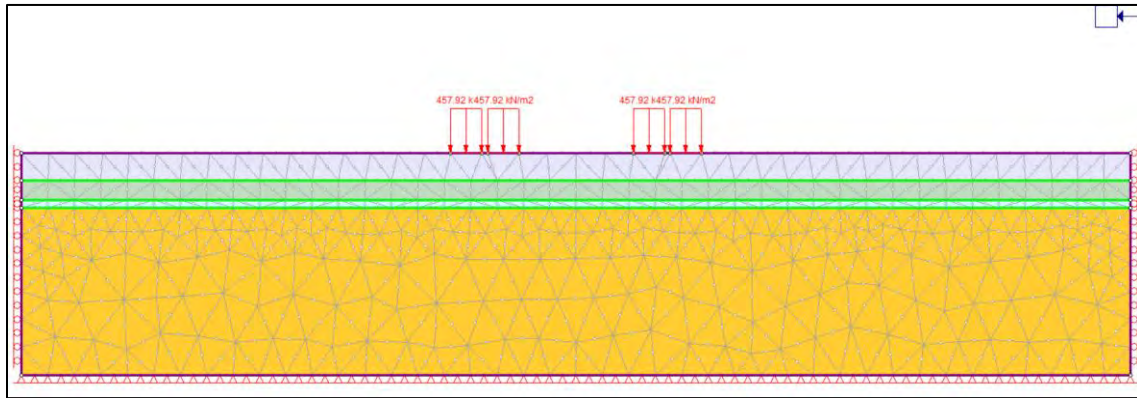


Figura 5.5- Modelo de una sección de pavimento para el caso 1 en una pista de 20 metros, mediante RS2.

De igual manera que un sector de 8 metros, se presentan los resultados obtenidos a través de isocontornos para poder visualizar cómo se comportan las deformaciones unitarias horizontales para un sector de 20 metros, en donde los puntos de análisis serán A y B respectivamente, presentados en la Figura 5.6.

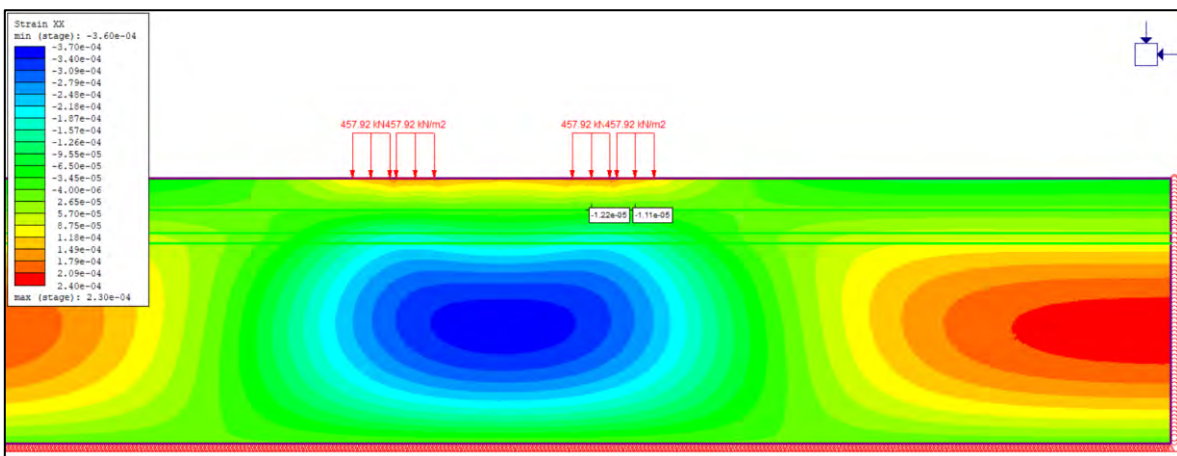


Figura 5.6- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 1 en un sector de 20 metros, mediante RS2.

En la Figura 5.6 se puede apreciar como varían las deformaciones unitarias horizontales en la estructura de pavimento, como se reagrupan y concentran de manera distinta al alejar las condiciones de borde, donde para colores más fríos representados por el azul y verdes oscuros, son zonas en donde la deformación unitaria horizontal está en tracción, mientras que para colores más cálidos yendo del verde claro a los rojizos serán zonas donde la deformación unitaria horizontal este en compresión. Estas zonas estarán definidas por la capacidad de disipación de las capas estructurales y las condiciones de borde que estén presentes en el diseño de pavimento.

Se llevan estos resultados a la Tabla 5.22 para una mejor apreciación de las deformaciones unitarias obtenidas, para los puntos de análisis A y B comparándolos con sus respectivos criterios de falla.

Tabla 5.22- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 1 para un sector de 20 metros.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$1,22 \times 10^{-05}$	$5,99 \times 10^{-05}$	Si	$5,17 \times 10^{-04}$	Si	$1,49 \times 10^{-04}$	Si
B	$1,11 \times 10^{-05}$		Si		Si		Si

Como se puede apreciar de la Tabla 5.22, los resultados obtenidos para los puntos de análisis A y B cumplen con los criterios de falla, pero a diferencia de un sector de 8 metros los resultados son más cercanos a estos criterios, dando a conocer que las condiciones de borde para el modelamiento de RS2 son importantes para poder realizar un análisis adecuado.

De igual manera, para cálculo de las deformaciones unitarias verticales para los puntos de análisis C y D respectivamente, se presenta la Figura 5.7 en forma de isocontornos para ver el comportamiento de las deformaciones verticales en la estructura de pavimento.

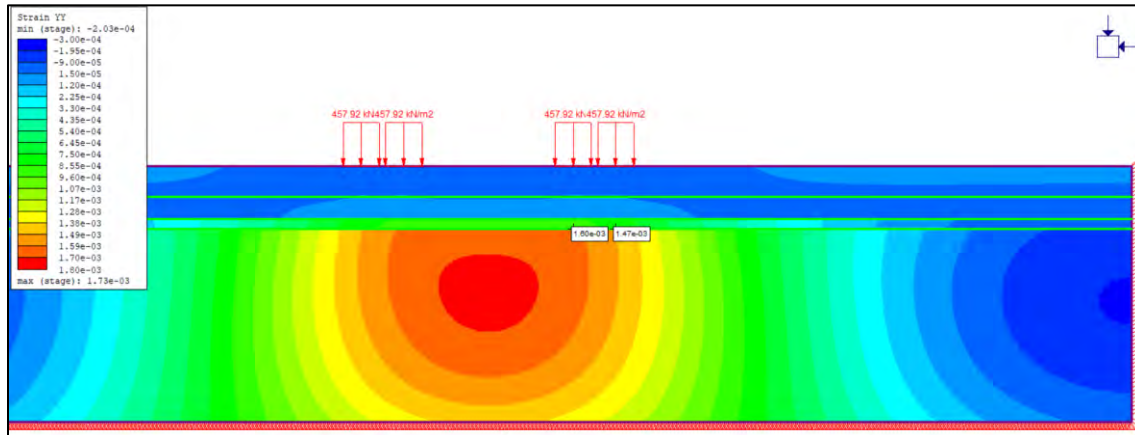


Figura 5.7- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 1 en un sector de 20 metros mediante RS2.

En la Figura 5.7 se aprecia el comportamiento de las deformaciones verticales en toda la estructura de pavimento, donde los colores azules oscuros representan zonas donde la deformación unitaria vertical se encuentra en tracción debido a la carga aplicada y condiciones de bordes actuantes, mientras que colores más cálidos o colores celestes representan zonas donde la deformaciones unitaria vertical comienza a transformarse en una deformación a compresión. Se puede apreciar de igual manera que existe un gran salto de estas deformaciones cuando pasa de la primera (asfalto) y segunda capa (base tratada) hacia la tercera (subbase granular) no habiendo una degradación constante de deformaciones, sino que un salto, esto ocurre debido a la diferencia de capacidad de soporte que poseen estas capas, pasando de capas con cemento a capas granulares que deben soportar el peso de las cargas más el peso propio de las capas anteriores.

Llevando los resultados obtenidos en los puntos de análisis C y D, se presentan en la Tabla 5.23 para una mejor apreciación:

Tabla 5.23- Deformación unitarias verticales para el caso 1 con un sector de 20 metros, mediante RS2.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$1,60 \times 10^{-03}$	$2,47 \times 10^{-04}$	No	$2,69 \times 10^{-04}$	No	$2,45 \times 10^{-04}$	No
D	$1,47 \times 10^{-03}$		No		No		No

Al realizar un cambio de sectores aumentándolo de 8 a 20 metros, las deformaciones unitarias horizontales son las que se ven más afectadas, mientras que las deformaciones unitarias verticales obtienen una mínima variación.

Para las deformaciones unitarias horizontales el resultado obtenido varia en un rango entre un 57% a 59%, viéndose aumentadas para un sector de 20 metros. Mientras que para las deformaciones unitarias verticales se ven disminuidas para un sector de 20 metros entre un 2% a un 8% respectivamente.

5.3.1.2. Resultados Caso 2

En la Figura 5.8 se presenta el modelo de RS2 realizado para el Caso 2 que consta de un espesor de pavimento de 0,42 m. Al igual que los demás casos, los resultados obtenidos son totalmente simétricos, por lo cual se analizará solo el sector derecho del modelo.

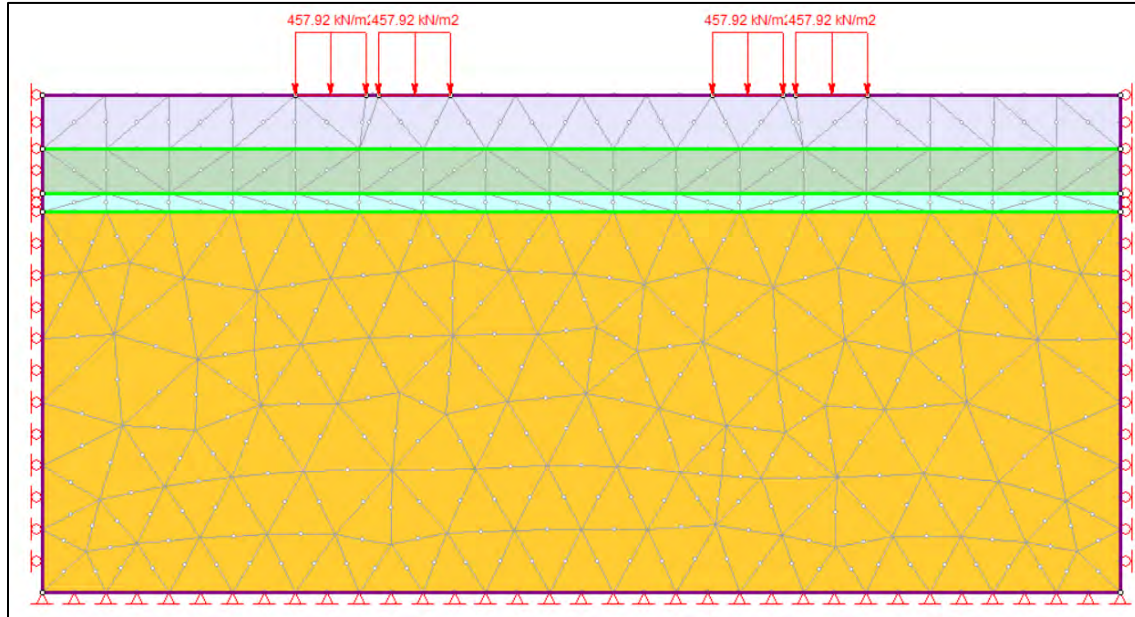


Figura 5.8- Modelo de una sección de pavimento para el caso 2 en una pista de 8 metros, mediante RS2.

Los resultados obtenidos presentados en la Figura 5.9, para las deformaciones unitarias horizontales son representados mediante isocontornos donde las zonas caracterizadas por colores fríos pertenecen a sectores cuyas deformaciones unitarias horizontales se encuentran en tracción, mientras que las zonas caracterizadas por colores más cálidos las deformaciones unitarias horizontales se encuentran en compresión.

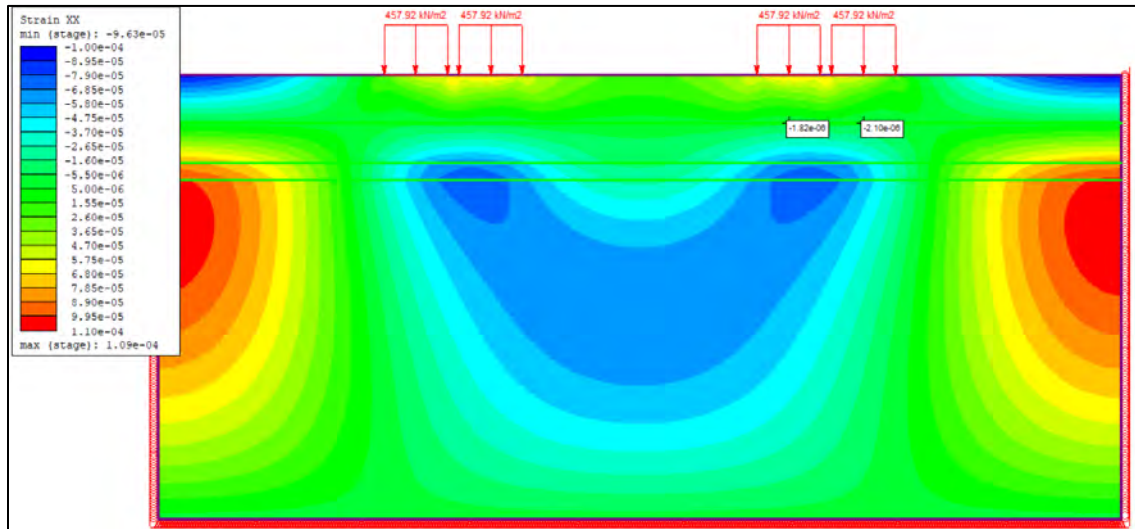


Figura 5.9- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 2 en un sector de 8 metros, mediante RS2.

En la Tabla 5.24 se muestran los resultados obtenidos para los puntos de análisis A y B, donde estos puntos están ubicados en la última fibra traccionada de la capa asfáltica.

Tabla 5.24- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 2 para un sector de 8 metros.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$1,82 \times 10^{-6}$	$5,99 \times 10^{-5}$	Si	$5,17 \times 10^{-4}$	Si	$1,49 \times 10^{-4}$	Si
B	$2,10 \times 10^{-6}$		Si		Si		

Las deformaciones unitarias horizontales obtenidas para ambos puntos de análisis cumplen de manera holgada con todos los criterios de falla por fatiga del asfalto propuestos con anterioridad. La deformación unitaria obtenida por el punto A en comparación con el autor más restrictivo Finn et Al es del orden de 33 veces más pequeña que dicha deformación admisible, o en términos de porcentaje es un 97% más pequeño otorgándole el 100% al resultado del autor Finn. Para el punto de análisis B por su parte es 28 veces más pequeño que la deformación admisible propuesta por Finn.

De igual manera la Figura 5.10 es representada mediante isocontornos, el comportamiento de la deformación unitaria vertical para la estructura del pavimento.

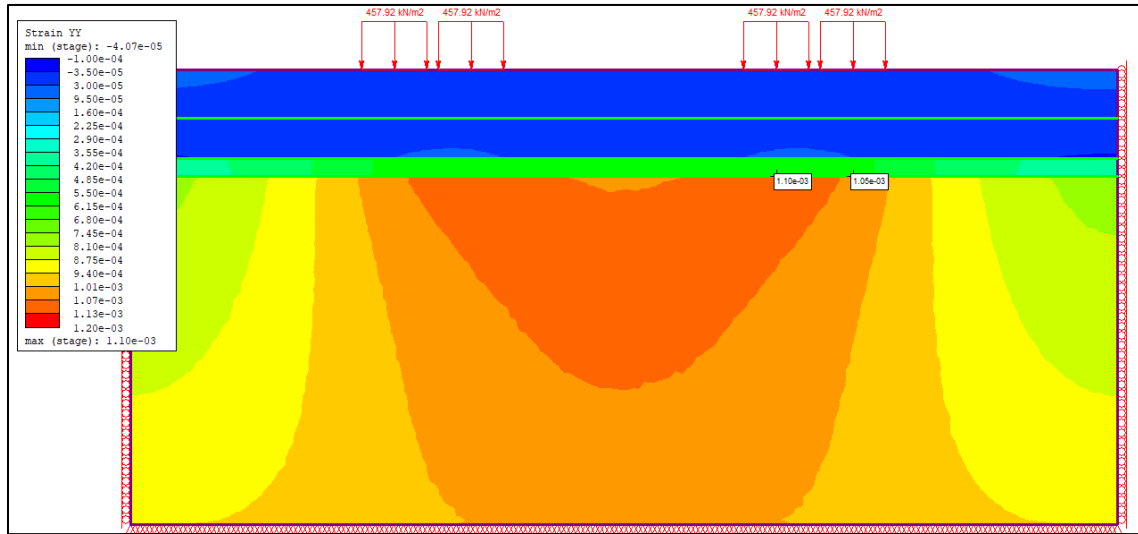


Figura 5.10- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 2 en un sector de 8 metros mediante RS2.

En la Figura 5.10 se presentan las deformaciones unitarias verticales donde las zonas cálidas representan zonas donde existen deformaciones unitarias verticales en compresión, mientras que para zonas más frías de color azul oscuro son lugares donde existen deformaciones unitarias verticales en tracción que ocurren principalmente justo bajo las cargas aplicadas.

Los puntos de análisis para las deformaciones unitarias verticales son C y D presentados en la siguiente tabla:

Tabla 5.25- Deformación unitarias verticales para el caso 2 con un sector de 8 metros, mediante RS2.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$1,10 \times 10^{-3}$	$2,47 \times 10^{-4}$	No	$2,69 \times 10^{-4}$	No	$2,45 \times 10^{-4}$	No
D	$1,06 \times 10^{-3}$		No		No		No

Para ambos puntos de análisis se obtuvieron resultados similares, estando por encima de la deformación unitaria admisible propuesta por los criterios de falla, este resultado es aproximadamente 4 veces más elevado que la deformación unitaria admisible propuesta por la relación del Instituto del asfalto.

5.3.1.3. Resultados Caso 3

Finalmente, en la Figura 5.11 se presenta el modelo realizado para el Caso 3 el cual consta de una capa asfáltica de 0.40 m de espesor.

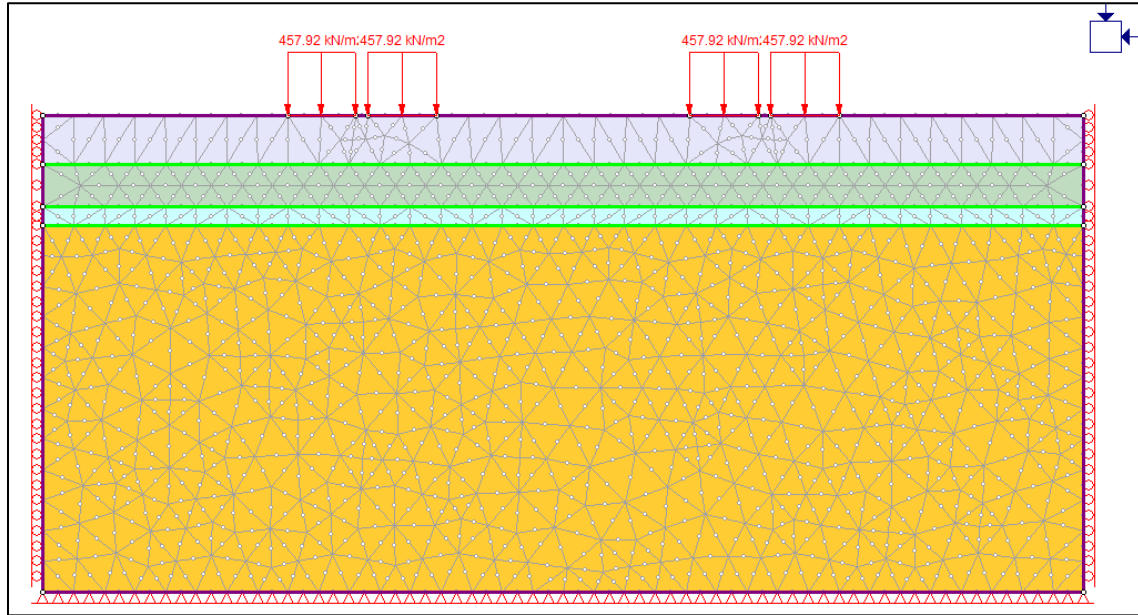


Figura 5.11- Modelo de una sección de pavimento para el caso 3 en una pista de 8 metros, mediante RS2.

Se hizo correr el software para la obtención de las deformaciones unitarias horizontales, las cuales son presentadas mediante isocontornos en la Figura 5.12 para analizar el comportamiento de dichas deformaciones en la estructura de pavimento.

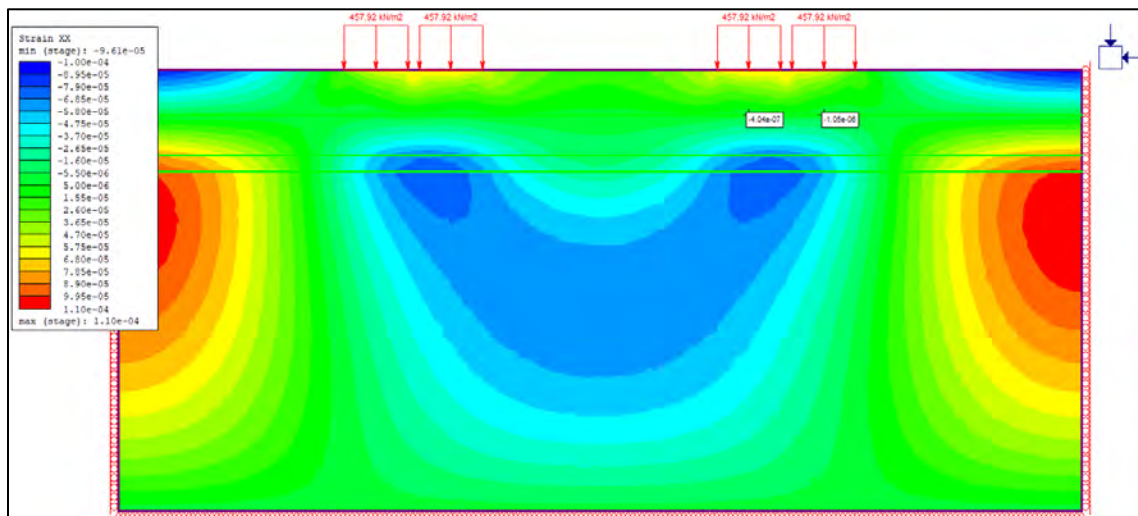


Figura 5.12- Isocontornos de las deformaciones unitarias horizontales del caso 3 en un sector de 8 metros, mediante RS2.

En la Figura 5.12, se presenta la variación de las deformaciones unitarias horizontales, donde para zonas frías se encuentran las deformaciones unitarias horizontales en tracción y para zonas más cálidas deformaciones unitarias horizontales en compresión, estas últimas ocurren principalmente en las cercanías de las condiciones de borde laterales y bajo las cargas aplicadas, mientras que las zonas en tracción se ven reflejadas en las zonas medias de la figura.

Se presentan los resultados obtenidos para los puntos de análisis A y B en la siguiente tabla:

Tabla 5.26- Resultados y comparación para la deformación unitaria horizontal mediante RS2 para el caso 3 para un sector de 8 metros.

Ubicación	Deformación unitaria Horizontal	Criterios de falla por fatiga del asfalto					
		Finn et Al	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
A	$4,65 \times 10^{-07}$	$5,99 \times 10^{-05}$	Si	$5,17 \times 10^{-04}$	Si	$1,49 \times 10^{-04}$	Si
B	$1,07 \times 10^{-06}$		Si		Si		Si

Para ambos puntos de análisis las deformaciones unitarias horizontales obtenidas están muy por debajo de los rangos admisibles propuestos por los criterios de falla. El resultado en el punto A es 129 veces más bajo que el propuesto por Finn et Al, mientras que para el punto B es 56 veces más bajo.

En la Figura 5.13 se presentan mediante isocontornos los resultados obtenidos para las deformaciones unitarias verticales del caso 3 especialmente para los puntos de interés C y D.

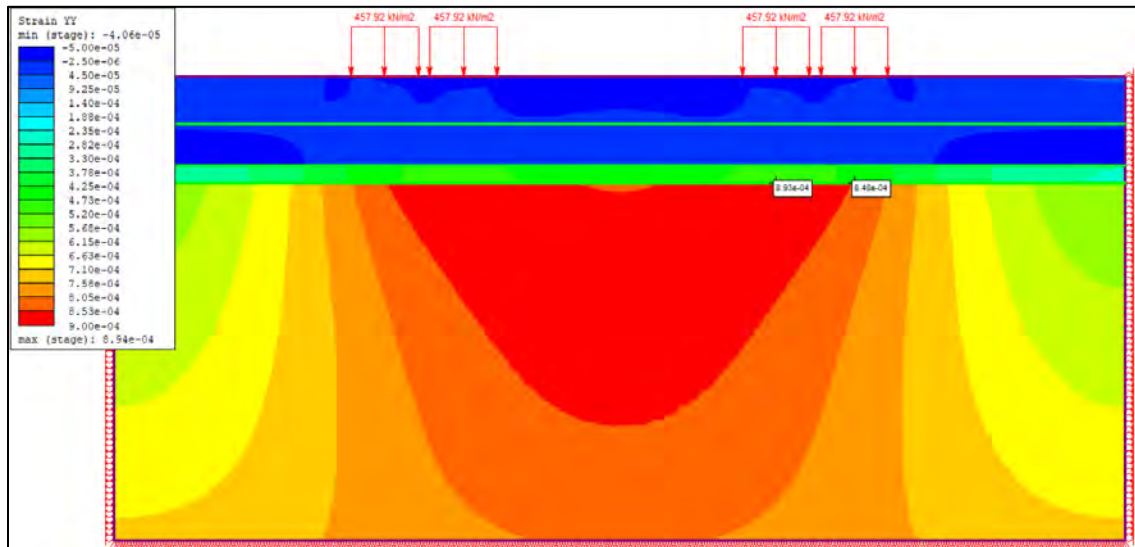


Figura 5.13- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del Caso 3 para un sector de 8 metros mediante RS2.

De la Figura 5.13 se pueden observar zonas de colores cálidos los cuales representan las deformaciones unitarias verticales en compresión, mientras que para zonas frías principalmente del color azul oscuro para las deformaciones unitarias en tracción las cuales ocurren principalmente en los puntos donde se aplican las cargas.

En la Tabla 5.27 se presentan los resultados obtenidos para los puntos de análisis C y D, en donde se comparan con los criterios de fatiga por ahuellamiento de la subrasante.

Tabla 5.27- Isocontornos de las deformaciones unitarias verticales del caso 3 en un sector de 8 metros mediante RS2.

Ubicación	Deformación unitaria vertical	Criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante					
		Chevron	Cumple	Shell	Cumple	Instituto del asfalto	Cumple
C	$8,93 \times 10^{-04}$	$2,47 \times 10^{-04}$	No	$2,69 \times 10^{-04}$	No	$2,45 \times 10^{-04}$	No
D	$8,48 \times 10^{-04}$		No		No		No

De la Tabla 5.27 se puede apreciar que para una calidad de subrasante de 15%, donde los resultados están cercanos a las deformaciones unitarias que proponen los distintos criterios de falla. La deformación unitaria en el punto C es un 72% más elevado que la deformación admisible que propone el instituto del asfalto, mientras que la deformación unitaria vertical obtenida en D es un 71% más elevado.

Con los resultados se puede apreciar que no serían capaces de resistir cargas distribuidas estáticas, y que la calidad de la subrasante es un factor clave para resistir las deformaciones unitarias verticales, viéndose las deformaciones resultantes cercanas a los criterios de fatiga para el caso de 15% de CBR, mientras que para el caso de 5% de CBR estas deformaciones sobrepasan los criterios por gran %.

5.3.2. Análisis del comportamiento versus profundidad.

Para esta sección, se analizará el comportamiento de las deformaciones unitarias horizontales y verticales a medida que descienden por las capas estructurales hasta llegar a los puntos de interés respectivos.

Únicamente para el Caso 1, se van a comparar los resultados obtenidos para una explanada más ancha de 20 metros con la explanada de 8 metros.

5.3.2.1. Resultados Caso 1

En la Figura 5.14 se presentan el comportamiento de las deformaciones unitarias horizontales sobre el punto A hasta la superficie (lugar de aplicación de la carga) para dos sectores: uno de 8 metros y 20 metros respectivamente.

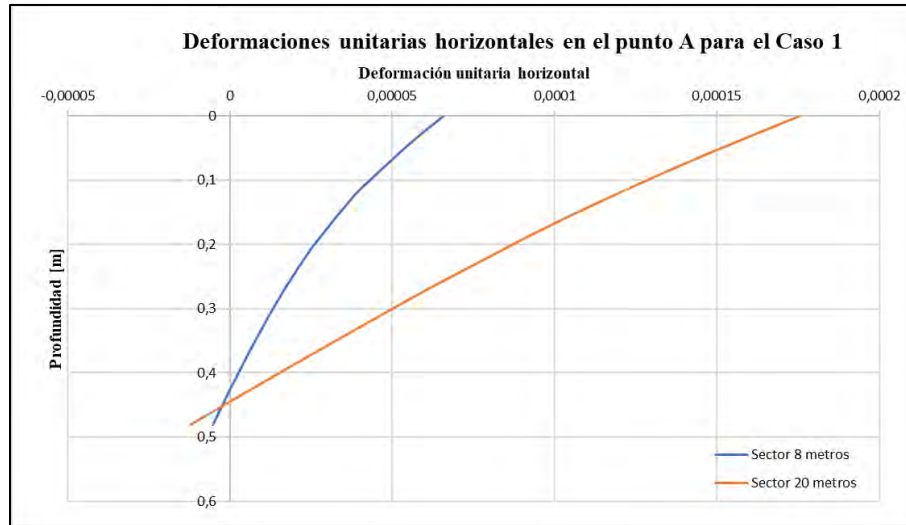


Figura 5.14- Deformaciones unitarias horizontales sobre el punto A para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

En la Tabla 5.28 se presenta de forma numérica las deformaciones unitarias horizontales obtenidas para el punto de análisis A y en la superficie de este punto donde se le está aplicando la carga estática. Para una diferenciación de estas deformaciones unitarias se les asignará el signo correspondiente a cada una, donde el signo negativo corresponde al estado de tracción y el signo positivo a compresión.

Tabla 5.28- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales en el punto A para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

Sector	Deformación unitaria horizontal	
	Punto A	En la superficie
8 metros	$-5,22 \times 10^{-06}$	$6,56 \times 10^{-05}$
20 metros	$-1,22 \times 10^{-05}$	$1,75 \times 10^{-04}$

De la Tabla 5.28 y Figura 5.14 se puede observar lo siguiente:

- Ambos sectores comienzan con una deformación unitaria horizontal en compresión, donde en un sector de 20 metros de ancho se ve aumentada en un 63% en comparación al sector de 8 metros. Esta deformación unitaria horizontal a compresión comienza a atenuarse a medida que aumenta la profundidad, llegando un punto que se transforman en una deformación en tracción.
- Para un sector de 8 metros la deformación unitaria horizontal a una profundidad de 0.42 metros es nula, mientras que para un sector de 20 metros esto ocurre a una profundidad de 0.44. Un sector de 8 metros es capaz de cambiar de estado a menor profundidad, debido a las condiciones de borde más cercanas.
- La deformación unitaria horizontal en tracción obtenida en el punto de análisis A, para el sector de 8 metros resulta menor en un 57% en comparación con la deformación unitaria para el sector de 20 metros.
- Tanto la deformación unitaria horizontal máxima en compresión y en tracción resulta amplificada para un sector de 20 metros.

De igual manera, en la Figura 5.15 se presenta las deformaciones unitarias horizontales obtenidas para el punto de análisis B para un sector de 8 y 20 metros.

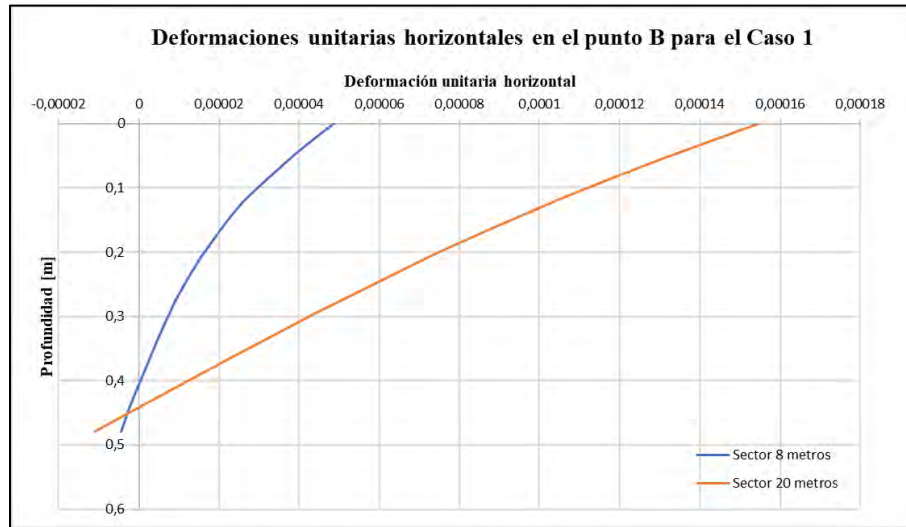


Figura 5.15- Deformaciones unitarias horizontales sobre el punto B para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

En la Tabla 5.28, se presenta de manera numérica las deformaciones unitarias horizontales obtenidas para el punto de análisis B y sobre este punto hasta llegar a la superficie, donde se le está aplicando la carga estática.

Tabla 5.29- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales en el punto B para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

Sector	Deformación unitaria horizontal	
	Punto B	En la superficie
8 metros	$-4,48 \times 10^{-6}$	$4,87 \times 10^{-5}$
20 metros	$-1,11 \times 10^{-5}$	$1,55 \times 10^{-4}$

De la Figura 5.15 y la Tabla 5.29 se puede observar lo siguiente:

- Para ambos sectores en donde se le aplica la carga estática se observa una deformación unitaria horizontal a compresión máxima, donde para un sector se 20 metros se ve amplificada en un 69% en comparación con el sector de 8 metros.
- Para ambos sectores se ve un decrecimiento de la deformación unitaria horizontal en compresión hasta llegar a las últimas fibras del pavimento en estado de tracción.
- Para un sector de 8 metros a una profundidad de 0.40 metros la deformación unitaria horizontal es nula, mientras que para un sector de 20 metros ocurre a la profundidad de 0.44 metros.
- La deformación unitaria horizontal máxima obtenida por un sector de 20 metros es 60% más grande que la obtenida por un sector de 8 metros.

Para los puntos analizados A y B, se puede ver que las deformaciones unitarias horizontales crecieron en un orden del 60%, al aumentar el sector de 8 a 20 metros de ancho.

En la Figura 5.16 se presentan las deformaciones unitarias verticales para un sector de 8 y 20 metros, estas deformaciones van desde la superficie hasta el punto de análisis C.

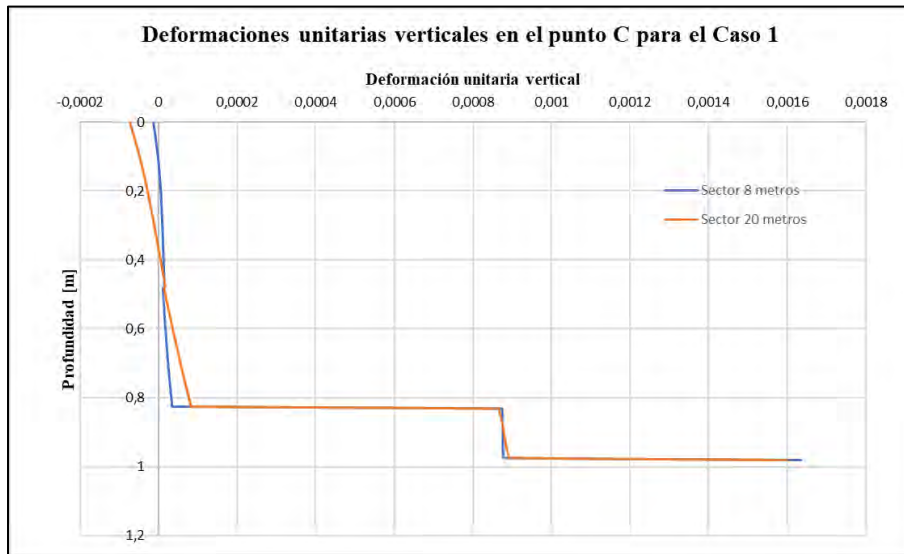


Figura 5.16- Deformaciones unitarias verticales sobre el punto C para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

En la Tabla 5.30 se entregan los resultados de la deformación unitaria vertical en el punto C y la deformación unitaria vertical en la superficie en donde esta aplicada la carga estática. Para este análisis el signo positivo en la deformación unitaria vertical refleja un estado de compresión, mientras que el signo negativo el estado de tracción.

Tabla 5.30- Resultados de las deformaciones unitarias verticales en el punto C para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

Sector	Deformación unitaria vertical	
	Punto C	En la superficie
8 metros	$1,63 \times 10^{-3}$	$-1,34 \times 10^{-5}$
20 metros	$1,59 \times 10^{-3}$	$-7,24 \times 10^{-5}$

De la Tabla 5.30 y Figura 5.16 se puede observar lo siguiente:

- Para la zona que está en contacto el neumático con el pavimento se genera una deformación unitaria vertical en tracción máxima, donde para un sector de 20 metros se ve ampliada en un 82% con relación al sector de 8 metros.
- Esta deformación unitaria vertical para ambos sectores presenta el mismo comportamiento, el cual, a medida que va aumentando la profundidad producto de la disipación de esfuerzos tiende a ir disminuyendo hasta hacerse nula y posteriormente transformándose en una deformación unitaria vertical en compresión.
- Para el sector de 8 metros la deformación unitaria vertical se hace nula a una profundidad de 0.116 metros, mientras que para un sector de 20 metros ocurre a una profundidad de 0.37 metros.

- La deformación unitaria vertical en compresión se hace máxima a una profundidad de 0.98 metros justo cuando entra en contacto con la subrasante. Para el sector de 8 metros se obtiene una deformación unitaria vertical en compresión más elevada que un sector de 20 metros, en términos de porcentaje un 2% más elevada.
- Cuando existen cambios de capas estructurales entre capas se producen grandes saltos en las deformaciones unitarias verticales, debido a las calidades de los distintos materiales utilizados y el peso propio que van soportando de capas anteriores.

En la Figura 5.17 se puede apreciar el último punto de análisis D, donde se presentan las deformaciones unitarias verticales desde la superficie hasta el punto D de interés. Para las deformaciones unitarias verticales a compresión serán de signo positivo (+), mientras que para las que están en tracción serán representadas por el signo negativo (-).

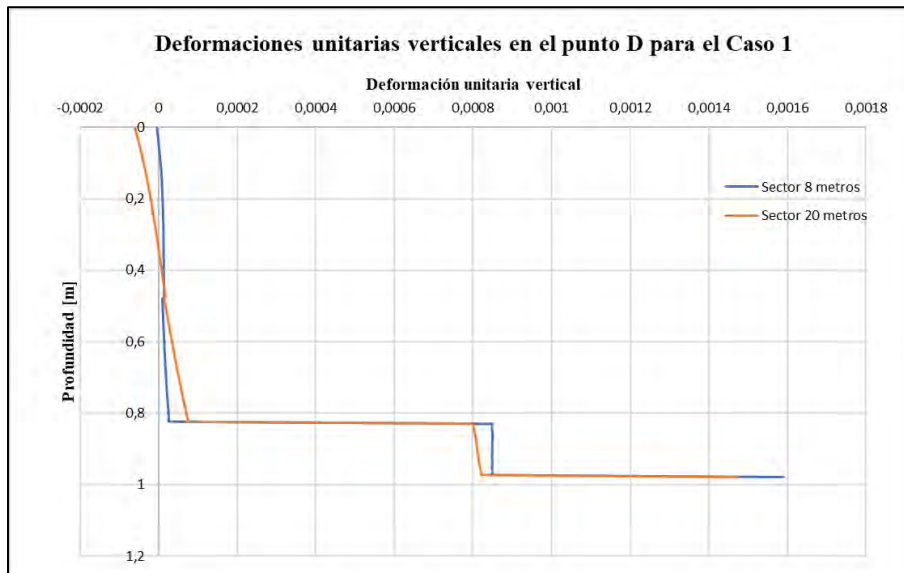


Figura 5.17- Deformaciones unitarias verticales sobre el punto D para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

De la Figura 5.17 se obtienen los resultados más importantes presentados en la Tabla 5.31, donde estarán presentes las deformaciones unitarias máximas en tracción y en compresión.

Tabla 5.31- Resultados de las deformaciones unitarias verticales en el punto D para el Caso 1, en un sector de 8 y 20 metros.

Sector	Deformación unitaria vertical	
	Punto D	En la superficie
8 metros	$1,59 \times 10^{-03}$	$-4,26 \times 10^{-06}$
20 metros	$1,47 \times 10^{-03}$	$-6,14 \times 10^{-05}$

De la Tabla 5.31 y la Figura 5.17 se puede observar lo siguiente:

- La deformación unitaria vertical en tracción máxima obtenida en la superficie del pavimento se obtiene una mayor magnitud para un sector de 20 metros siendo un 93% más elevado que para un sector de 8 metros, donde la deformación es casi nula.
- Para un sector de 8 metros la deformación unitaria vertical se hace nula a la profundidad de 0,038 metros, mientras que para un sector de 20 metros ocurre a una profundidad de 0,35 metros.
- La deformación unitaria vertical a compresión máxima para los dos sectores se obtiene al entrar en contacto con la subrasante, a simple vista el resultado obtenido es casi de la misma magnitud, donde para un sector de 8 metros se obtuvo una deformación unitaria vertical más elevada, un 7% más que el sector de 20 metros.

De los resultados obtenidos para todos los casos se puede observar lo siguiente:

- Las estructuras de pavimentos se modelan en RS2 con apoyos laterales, los cuales restringen las deformaciones horizontales de estos, pero a su vez producen esfuerzos internos en dichas zonas, los bordes.
- La estructura de pavimento se compone de una capa de asfalto de alto módulo más una base tratada de grava-cemento con la finalidad de que éstas restrinjan la deformación vertical de las capas inferiores, la subbase y la subrasante. Es por ello que se puede decir que la subbase granular funciona como una capa estabilizadora, permitiendo que la subrasante tenga una baja deformación vertical, de tal manera que ésta cumpla con los criterios de falla.
- Analizando las deformaciones horizontales de las estructuras de pavimento que tienen un ancho de 8 m y de 20 m, presentados en los gráficos de las figuras 5.14 y 5.15, se puede apreciar un gran aumento de estas deformaciones para el segundo caso, debido a que el modelo estructural de este pavimento tiene sus apoyos laterales de borde más alejados, por lo cual se puede considerar que éste está poco “confinado” en comparación con el pavimento que posee sus apoyos laterales de borde a 8 metros de separación.

5.3.2.2. Resultados Caso 2

El análisis de resultados para el Caso 2 se realizará únicamente para el sector principal de 8 metros, donde se obtendrán deformaciones unitarias verticales y horizontales para los puntos de análisis propuestos.

En la Figura 5.18, se muestra un gráfico con el comportamiento de las deformaciones unitarias horizontales para los puntos de análisis A y B del Caso 2.

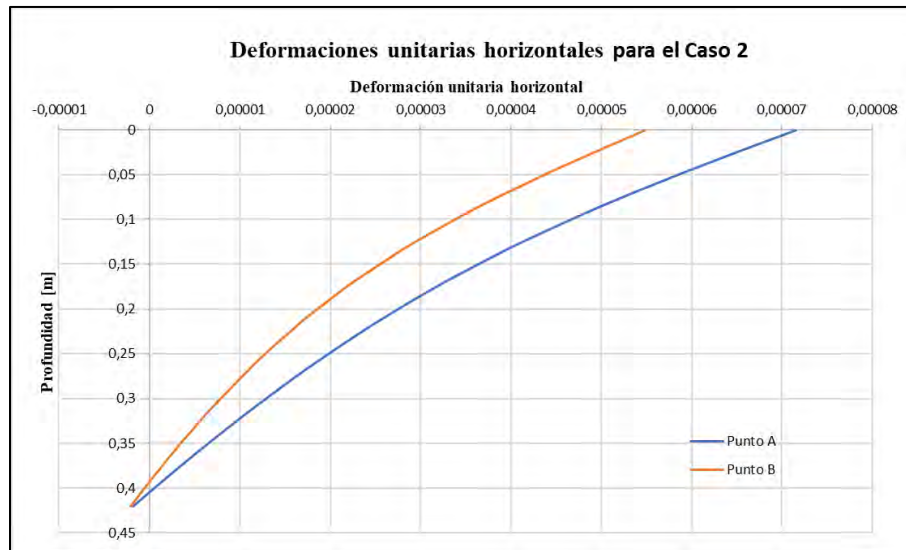


Figura 5.18- Deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 2, en un sector de 8 metros.

De la Figura 5.18, se pueden obtener los puntos más importantes para el análisis, donde ocurren las máximas deformaciones unitarias horizontales en compresión y en tracción. Estos puntos son presentados en la Tabla 5.32.

Tabla 5.32- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 2, en un sector de 8 metros.

Punto de análisis	Deformación unitaria horizontal	
	En el punto	En la superficie
A	$-1,81 \times 10^{-6}$	$7,16 \times 10^{-5}$
B	$-2,10 \times 10^{-6}$	$5,49 \times 10^{-5}$

De la Tabla 5.32 y la Figura 5.18 se puede observar lo siguiente:

- Bajo la carga estática aplicada para el punto A y B se obtuvo una deformación unitaria en compresión, donde el valor máximo obtenido fue 0.0000716 para el punto A y 0.0000549 para el punto B. Este comportamiento se ve afectado por la distribución de las cargas del eje delantero y al mismo tiempo por la ubicación que posee cada punto hacia las condiciones de borde. Al estar el punto B más cercano a la condición de borde, las deformaciones unitarias en compresión se ven interferidas por los apoyos existentes en las condiciones de borde, restringiendo estas deformaciones.
- La deformación unitaria horizontales para ambos puntos de análisis tiende a ir disminuyendo cuando aumenta la profundidad de la capa asfáltica, llegando a un punto donde la deformación unitaria es nula y luego pasa a ser una deformación unitaria horizontal en tracción. Para el punto A a una profundidad de $0,40$ metros la deformación unitaria es nula, mientras que para el punto B ocurre a una profundidad de $0,39$ metros.
- La máxima deformación unitaria a compresión para ambos puntos se produce en la última fibra de la capa asfáltica, ubicada a una profundidad de $0,42$ metros. Los valores máximos obtenidos son los presentados en la Tabla 5.32.

Para el análisis de las deformaciones unitarias verticales se presenta la Figura 5.19, donde se grafican los dos puntos de análisis C y D versus la profundidad para el sector de 8 metros. La profundidad es medida desde la superficie hasta la subrasante siendo para este caso 0.92 metros.

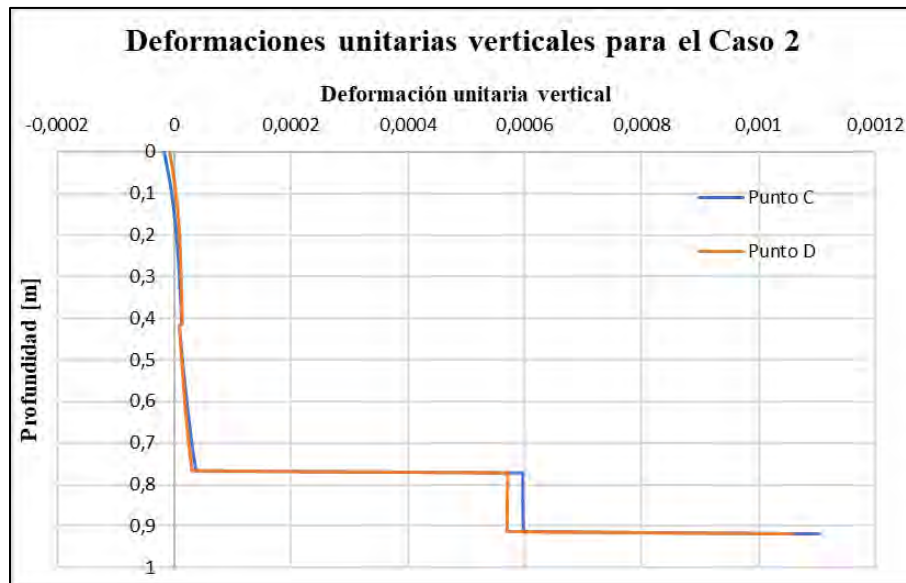


Figura 5.19- Deformaciones unitarias verticales sobre los puntos C y D para el Caso 2, en un sector de 8 metros.

De la figura se pueden ver los valores máximos obtenidos para cada punto, los que se presentan para mayor claridad en la Tabla 5.33.

Tabla 5.33- Resultados de las deformaciones unitarias verticales sobre los puntos C y D para el Caso 2, en un sector de 8 metros.

Punto de análisis	Deformación unitaria vertical	
	En el punto	En la superficie
C	$1,1 \times 10^{-03}$	$-1,66 \times 10^{-05}$
D	$1,05 \times 10^{-03}$	$-7,61 \times 10^{-06}$

De la Tabla 5.33 y la Figura 5.19 se puede observar que:

- Para ambos puntos de análisis, la deformación unitaria vertical máxima en compresión se obtuvo cuando entra en contacto con la subrasante a una profundidad de 0,92 metros. Esta deformación para ambos puntos resulta ser de un valor muy parecido, no viéndose afectado mayormente por la distancia la condición de borde.
- Para ambos casos la deformación unitaria vertical máxima en tracción se encuentra en la superficie, obteniéndose resultados cercanos a cero. Para el punto C esta deformación unitaria se hace cero a una profundidad de 0,14 metros, mientras que para el punto D a una profundidad de 0,06 metros.
- La deformación unitaria vertical para ambos casos a medida que aumenta la profundidad va aumentando, generándose pequeños y grandes saltos al pasar de una capa a otra, dependiendo de la calidad y las fuerzas ejercidas por el precio propio de cada material.

5.3.2.3. Resultados Caso 3

En la Figura 5.20, se presentan de manera grafica los resultados obtenidos de las deformaciones unitarias versus la profundidad en los puntos A y B para el Caso 3.

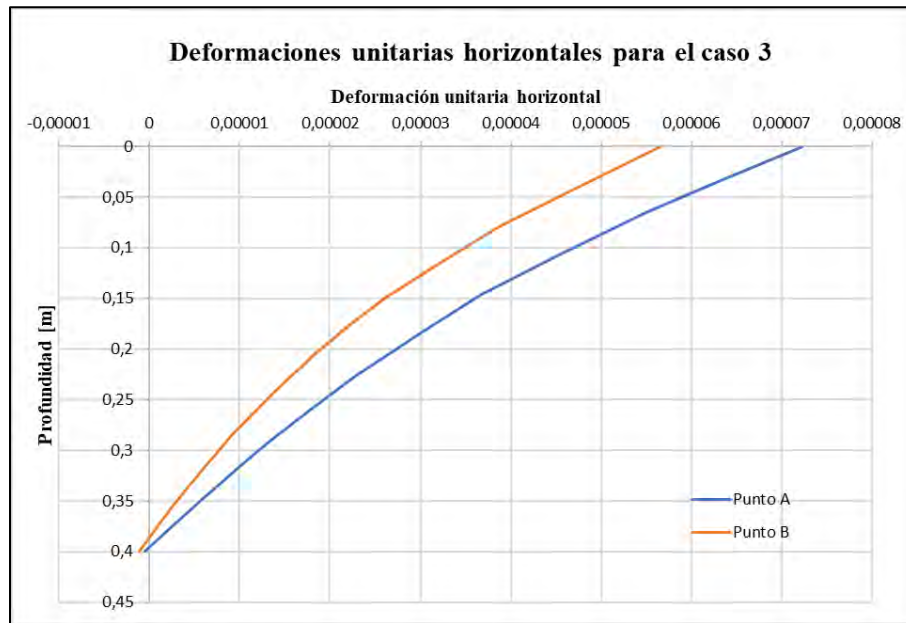


Figura 5.20- Deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 3, en un sector de 8 metros.

Del gráfico de la Figura 5.20, se obtienen los máximos para las deformaciones unitarias horizontales en tracción y en compresión presentados en la Tabla 5.34.

Tabla 5.34- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos A y B para el Caso 3, en un sector de 8 metros.

Punto de análisis	Deformación unitaria horizontal	
	En el punto	En la superficie
A	$-4,65 \times 10^{-07}$	$7,22 \times 10^{-05}$
B	$-1,07 \times 10^{-06}$	$5,66 \times 10^{-05}$

De la Tabla 5.34 y la Figura 5.20, se puede observar lo siguiente:

- Bajo la carga estática aplicada para el punto A y B se obtuvo una deformación unitaria en compresión, donde el valor máximo obtenido fue $7,22 \times 10^{-05}$ para el punto A y $5,66 \times 10^{-05}$ para el punto B.
- La deformación unitaria horizontales para ambos puntos de análisis tiende a ir disminuyendo cuando aumenta la profundidad de la capa asfáltica, llegando a un punto donde la deformación unitaria es nula y luego pasa a ser una deformación unitaria horizontal en tracción. Para el punto A, a una profundidad de 0,39 metros la deformación unitaria es nula, mientras que para el punto B ocurre a una profundidad de 0,38 metros.
- La máxima deformación unitaria a compresión para ambos puntos se produce en la última fibra de la capa asfáltica, ubicada a una profundidad de 0,40 metros. Los valores máximos obtenidos son los presentados en la Tabla 5.34.

Para el análisis de las deformaciones unitarias verticales se presenta gráfico de la Figura 5.21, donde se grafican los dos puntos de interés C y D versus la profundidad para el sector de 8 metros. La profundidad es medida desde la superficie hasta la profundidad de la capa asfáltica, siendo para este caso de 0.90 metros.

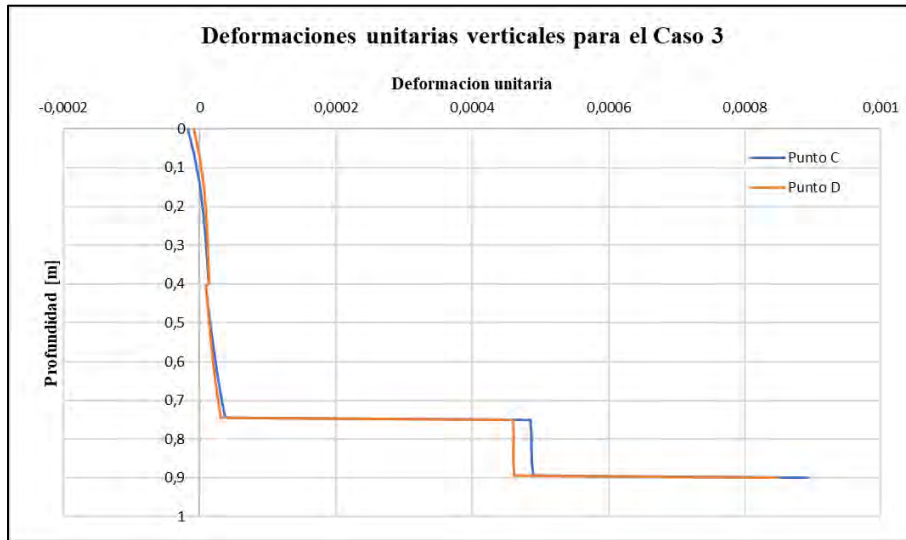


Figura 5.21- Deformaciones unitarias verticales sobre los puntos C y D para el Caso 3, en un sector de 8 metros.

De la figura se pueden ver los valores máximos obtenidos para cada punto, los que se presentan para mayor claridad en la Tabla 5.35.

Tabla 5.35- Resultados de las deformaciones unitarias horizontales sobre los puntos C y D para el Caso 3, en un sector de 8 metros.

Punto de análisis	Deformación unitaria vertical	
	En el punto	En la superficie
C	$8,93 \times 10^{-04}$	$-1,68 \times 10^{-05}$
D	$8,48 \times 10^{-04}$	$-8,4 \times 10^{-06}$

De la Tabla 5.35 y la Figura 5.21 se puede observar que:

- Para ambos puntos de análisis, la deformación unitaria vertical máxima en compresión se obtuvo cuando entra en contacto con la subrasante a una profundidad de 0,90 metros. Esta deformación para estos dos puntos resulta ser de un valor muy parecido, no viéndose afectado por la distancia a las condiciones de borde.
- Para los dos puntos la deformación unitaria vertical máxima en tracción se encuentra en la superficie, obteniéndose para ambos, resultados casi cercanos a cero. Para el punto C esta deformación unitaria se hace cero a una profundidad de 0,14 metros, mientras que para el punto D a una profundidad de 0,07 metros.
- La deformación unitaria vertical para ambos casos a medida que aumenta la profundidad va en crecimiento, generándose pequeños y grandes saltos al pasar de una capa a otra, dependiendo de la calidad y las fuerzas ejercidas por el precio propio de cada material.

5.4. Análisis comparativo

5.4.1. Comparación de casos mediante RS2.

Para complementar el análisis se realizará una comparación de los resultados obtenidos para los distintos casos de estudio, donde se analizará únicamente para un sector de 8 metros siendo este el sector principal de estudio. Del análisis se espera que, las deformaciones unitarias verticales y horizontales disminuyan a medida que se mejora la calidad de la subrasante, es decir, obtener mayores deformaciones para el Caso 1 y menores para el Caso 2 y 3.

En el gráfico de la Figura 5.22 se presentan las deformaciones unitarias horizontales obtenidas versus la profundidad del pavimento, para los distintos casos de estudio en el punto A.

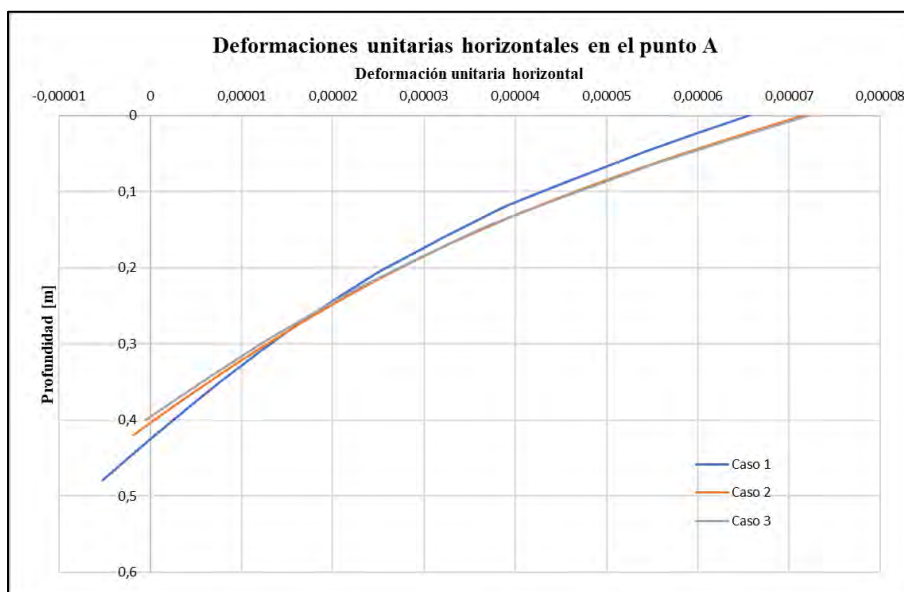


Figura 5.22- Deformaciones unitarias horizontales en el punto A para los distintos casos.

Del análisis de los resultados obtenidos de la Figura 5.22 se puede observar lo siguiente:

- Para el Caso 1 que consta de una calidad de subrasante del 5% de CBR, se obtuvo una deformación unitaria horizontal máxima de tracción mayor a los demás casos. Se obtuvo una deformación unitaria 65% más grande que el caso 2 y un 91% más grande que el caso 3.
- Se puede ver que la máxima deformación unitaria horizontal en compresión obtenida por los distintos casos, el resultado es similar, no afectando mayormente el cambio de subrasante. Para el Caso 3, se obtuvo la máxima deformación unitaria horizontal a compresión en la superficie del pavimento, siendo un 1% más grande que el Caso 2 y un 9% más que el Caso 1.

De igual manera, se analizarán los resultados obtenidos para el punto B los cuales se presentan en la Figura 5.23 junto con las deformaciones unitarias horizontales para los distintos casos en un sector de 8 metros.

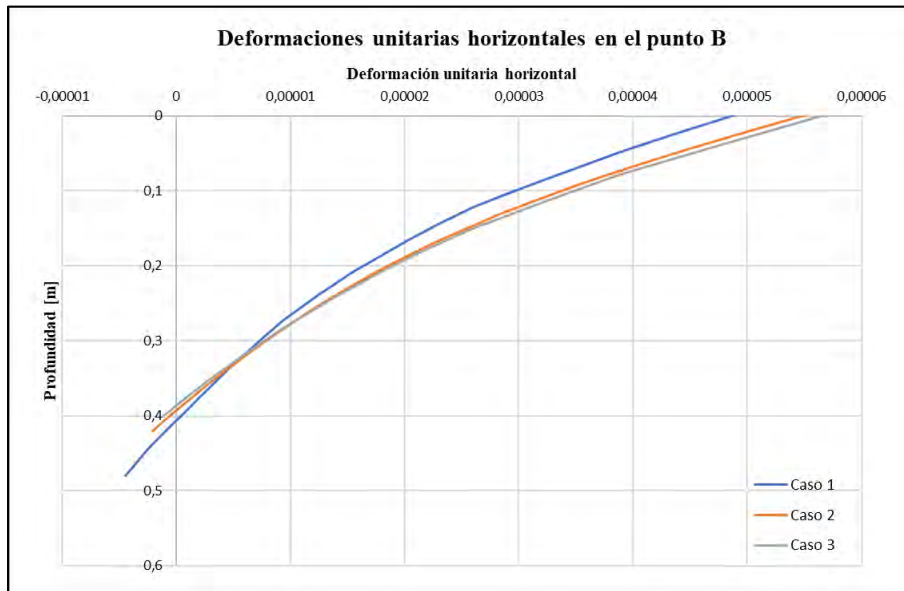


Figura 5.23- Deformaciones unitarias horizontales en el punto B para los distintos casos.

Del análisis de la Figura 5.23 se puede observar lo siguiente:

- Para el Caso 1, se obtuvieron las máximas deformaciones unitarias horizontales a tracción siendo un 53% más grande que el Caso 2 y un 76% más grande que el Caso 3.
- Las máximas deformaciones unitarias horizontales en compresión son obtenidas para el Caso 3, donde para este punto de análisis B si se aprecia una diferencia considerable. El resultado obtenido para el Caso 3 resulto ser un 14% más elevado que el Caso 1 y un 3% más elevado que el Caso 2.
- La deformación unitaria horizontal para los diferentes casos, se obtiene el mismo comportamiento el cual va disminuyendo a medida que aumenta la profundidad del asfalto, comenzando de un estado en compresión para las fibras superiores para luego llegar a un estado de tracción para las ultimas fibras del asfalto.

Finalmente se analizo para el punto D, el cual se presenta en la Figura 5.25 para los distintos resultados de la deformación unitaria vertical para los distintos casos de estudio.

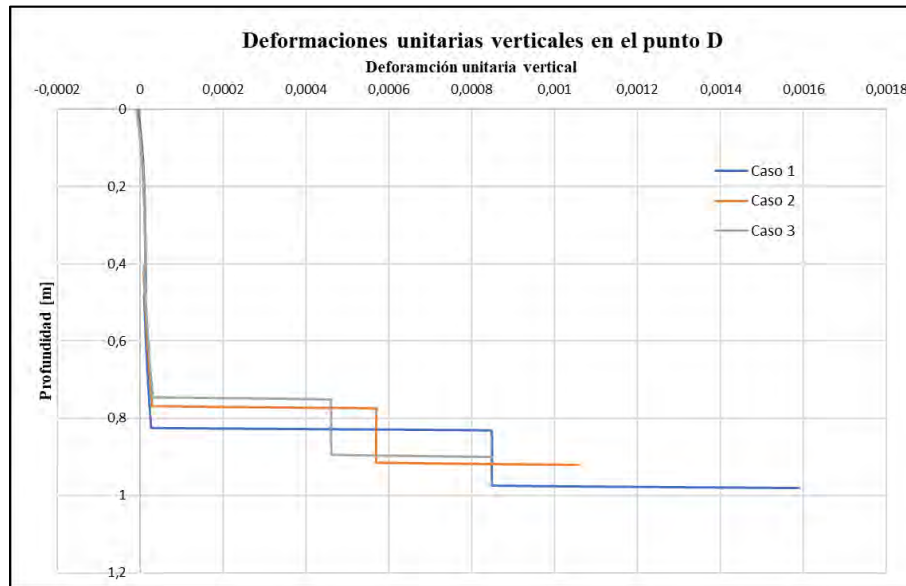


Figura 5.25- Deformaciones unitarias verticales en el punto D para los distintos casos.

De la Figura 5.25 se puede observar lo siguiente:

- Las máximas deformaciones unitarias verticales a tracción fueron obtenidas para el Caso 3, la cual resultó ser un 49% más elevada que el Caso 1 y un 9% más que el Caso 2. Estas deformaciones fueron calculadas en la superficie del asfalto entre el contacto de rueda y carpeta asfáltica. Estas deformaciones al igual que el punto C se obtienen resultados muy cercanos a cero siendo casi despreciables.
- Las máximas deformaciones unitarias verticales por compresión obtenidas fueron para el Caso 1, la cual resultó ser un 34% más elevadas que el Caso 2 y un 47% más que el Caso 3, quedando demostrado que la calidad de la subrasante afecta de gran manera en estos resultados.

Para el resultado global de las deformaciones unitarias obtenidas por los distintos casos mediante el software RS2, al aplicarle una carga estática ocasionada por un cargador Reach-Stacker totalmente cargado, se puede observar lo siguiente:

- ❖ Cuando la calidad de subrasante aumento desde 5% a 10% de CBR, las deformaciones unitarias horizontales disminuyeron entre un 53% a un 65% en los puntos de análisis A y B respectivamente.
- ❖ Las deformaciones unitarias verticales en los puntos de análisis C y D al aumentar la calidad de la subrasante de un 5% a un 10% de CBR, las deformaciones disminuyen en un rango de 32% a 34%, debido a este mejoramiento de subrasante.
- ❖ Cuando la calidad de la subrasante aumento de un 10% a 15% de CBR, las deformaciones unitarias horizontales disminuyeron entre un 50% a un 74%, en los puntos de análisis A y B respectivamente.
- ❖ Las deformaciones unitarias verticales en los puntos de análisis C y D al aumentar la calidad de la subrasante de un 10% a un 15% de CBR, las deformaciones disminuyen un 20% debido a este mejoramiento de subrasante.

5.4.2. Comparación de resultados entregados por Bisar 3.0 y RS2.

La comparación de estos resultados mediante un método mecanicista de Shell y un método de elementos de elementos finitos como RS2, se utiliza principalmente para obtener una complementación de ambos programas y nuevas formas de análisis, como puede ser estar en una situación de carga estática (para un vehículo detenido) y una carga dinámica para un vehículo circulando.

Para el análisis de resultados obtenidos mediante RS2 y Bisar 3.0, se utilizarán los puntos de principal interés siendo estos A, B, C y D, definidos en la Figura 4.7 para el software RS2 y la Figura 5.1 para el software Bisar 3.0.

5.4.2.1. Comparación de resultados para el Caso 1

En la Tabla 5.36, se presenta un resumen de los resultados obtenidos mediante los dos softwares utilizados, donde se calcularon las deformaciones unitarias horizontales y verticales en los puntos de análisis para el Caso 1 que consta de una calidad de subrasante del 5% de CBR.

Tabla 5.36- Comparación de resultados para el Caso 1 mediante Bisar 3.0 y RS2.

Puntos de análisis	Deformación unitaria horizontal		Deformación unitaria vertical	
	Bisar 3.0	RS2	Bisar 3.0	RS2
A	$4,63 \times 10^{-06}$	$5,22 \times 10^{-06}$	-	-
B	$4,55 \times 10^{-06}$	$4,48 \times 10^{-06}$	-	-
C	-	-	$2,43 \times 10^{-04}$	$1,63 \times 10^{-03}$
D	-	-	$2,27 \times 10^{-04}$	$1,59 \times 10^{-03}$

De la Tabla 5.36 se puede observar lo siguiente:

- La deformación unitaria horizontal obtenida en el punto A mediante el software Bisar 3.0, resultó ser un 13% más baja que la deformación obtenida por el software RS2. Cabe destacar que ambos resultados estarían cumpliendo con los criterios de falla propuestos en la sección 3.6.1.
- La deformación unitaria horizontal resultante en el punto B mediante el software Bisar 3.0, resultó ser un 2% más elevada que la deformación obtenida mediante el software RS2, ambos resultados estarían cumpliendo con los criterios de falla propuestos en la sección 3.6.1.
- La deformación unitaria vertical obtenida para el punto C y D mediante el software RS2, resultó ser un 86% más elevada que la deformación calculada mediante el programa Bisar 3.0. Esta deformación unitaria resulta estar muy lejano de los rangos admisibles propuestos por los criterios de falla en la sección 3.6.2.

5.4.2.2. Comparación de resultados para el Caso 2

La Tabla 5.37 representa los valores obtenidos por los softwares RS2 y Bisar 3.0 para el Caso 2, el cual consta de una calidad de subrasante de 10% de CBR. Los puntos analizados fueron determinados mediante el software Bisar 3.0 y llevados al RS2.

Tabla 5.37- Comparación de resultados para el Caso 2 mediante Bisar 3.0 y RS2.

Puntos de análisis	Deformación unitaria horizontal		Deformación unitaria vertical	
	Bisar 3.0	RS2	Bisar 3.0	RS2
A	$3,22 \times 10^{-06}$	$1,82 \times 10^{-06}$	-	-
B	$3,30 \times 10^{-06}$	$2,10 \times 10^{-06}$	-	-
C	-	-	$2,26 \times 10^{-04}$	$1,10 \times 10^{-03}$
D	-	-	$2,10 \times 10^{-04}$	$1,06 \times 10^{-03}$

De la Tabla 5.37 se puede observar lo siguiente:

- Las deformaciones unitarias horizontales obtenidas para el punto de análisis A mediante el software Bisar 3.0, resultaron ser 44% más elevadas que las calculadas por el software RS2.
- Para el punto de análisis B mediante el software Bisar3.0 se obtuvieron deformaciones unitarias de 36% más elevadas que el software RS2. Cabe destacar que para ambos casos se están cumpliendo con los criterios de falla mencionados en la sección 3.6.1.
- Las deformaciones unitarias verticales obtenidas mediante el software RS2 en el punto C y D, resultaron ser un 80% más elevadas que las deformaciones unitarias resultantes por Bisar3.0. Estas deformaciones obtenidas por RS2 no cumplen con los criterios de falla por ahuellamiento de la subrasante.

5.4.2.3. Comparación de resultados para el Caso 3

Finalmente, en la Tabla 5.38 representa los resultados obtenidos mediante el software Bisar 3.0 y RS2 para el Caso 3, el cual posee una subrasante de 15% de CBR.

Tabla 5.38- Comparación de resultados para el Caso 3 mediante Bisar 3.0 y RS2.

Puntos de análisis	Deformación unitaria horizontal		Deformación unitaria vertical	
	Bisar 3.0	RS2	Bisar 3.0	RS2
A	$2,81 \times 10^{-06}$	$4,65 \times 10^{-07}$	-	-
B	$2,94 \times 10^{-06}$	$1,07 \times 10^{-06}$	-	-
C	-	-	$2,11 \times 10^{-04}$	$8,93 \times 10^{-04}$
D	-	-	$1,97 \times 10^{-04}$	$8,48 \times 10^{-04}$

De la Tabla 5.38 se puede apreciar lo siguiente:

- La deformación unitaria horizontal obtenida en el punto A por el software Bisar 3.0, resultado será un 83% más que la calculada por el software RS2. Ambas deformaciones estarían cumpliendo con los criterios de falla por fatiga del asfalto.
- La deformación unitaria horizontal para el punto B por el software Bisar 3.0, resultado ser un 64% más elevada que la entregada por el software RS2.

- Las deformaciones unitarias verticales resultantes para el Caso 3 están más cercanas a las deformaciones admisibles propuestas por los criterios de falla.
- Para el punto de análisis C mediante el software RS2 se obtuvo una deformación 76% más elevada que el software Bisar 3.0.
- Para el punto D se obtuvo una deformación unitaria vertical más elevada por el software RS2, siendo un 77% más que la obtenida por el software Bisar 3.0.

5.5. Número estructural según AASHTO 93

Como se mencionó en la sección 4.3, se realizará el cálculo de los números estructurales para los diferentes casos estudiados mediante Bisar 3.0 y RS2. Estos casos son los presentados en la Tabla 5.19 donde los parámetros a utilizar son los siguientes:

- **Coefficiente estructural para la subbase granular:** Este coeficiente se obtendrá para una subbase granular de graduación cerrada cuyo CBR será del 40%. Sabiendo esto se procede a utilizar la Ecuación 4-11, obteniéndose así:

$$a_3 = 1,35$$

- **Coefficiente estructural de bases tratadas con cemento:** Según lo visto en la sección 3.5.1.3 la resistencia a compresión del cemento utilizado para estas bases a los 7 días es del orden de 4,5 MPa, donde los materiales granulares para este tipo de base debe cumplir con las especificaciones descritas en la sección 3.5.1.3. Sabiendo esto se obtiene el valor para el coeficiente mediante la Ecuación 4-10:

$$a_2 = 0,2$$

- **Coefficiente estructural de la capa asfáltica:** Este coeficiente dependerá del módulo resiliente de la capa de asfalto, para este estudio se está utilizando un módulo resiliente de 13.000 MPa para un asfalto de alto módulo. Así, mediante la Ecuación 4-9 el siguiente coeficiente estructural:

$$a_1 = 1,00$$

- **Coefficientes de drenaje:** Este coeficiente va de la mano con la capa base y subbase, donde para la subbase granular según la Tabla 3.7 y lo hablado anteriormente se utilizará un coeficiente de drenaje de 1,35. Mientras que para una base tratada de Grava-cemento se utilizará un valor de 1,0.

Una vez obtenido todos estos parámetros junto a sus espesores para cada caso de análisis presentados en la Tabla 5.19, se puede calcular el numero estructural aportante para cada uno de ellos, Resultando lo siguiente:

Tabla 5.39 Coeficientes estructurales y de drenaje para los casos de estudio.

Capa estructural	Espesores [mm]			Coeficiente estructural a_i	Coeficiente de drenaje m_i
	Caso 1	Caso 2	Caso 3		
Asfalto	440	420	400	1,00	-
Base grava-cemento	350	350	350	0,20	1
Subbase	150	150	150	0,12	1,35

Para luego obtener el numero estructural correspondiente para cada caso.

Tabla 5.40 Números estructurales aportantes para los distintos casos de estudio.

Casos	NE [mm]
Caso 1	532,51
Caso 2	512,55
Caso 3	492,58

CAPITULO VI

6. Conclusiones y comentarios

6.1. Conclusiones

De acuerdo con lo analizado en el presente trabajo de título se puede concluir lo siguiente:

Respecto a las “propuestas de la estructuras de pavimento”:

- Para analizar las estructuras de pavimento se decidió analizar las zonas de manipulación, debido a que estas zonas son donde ocurren las mayores sollicitaciones de las cargas móviles.
- Para proponer la estructura de pavimentos fue necesario utilizar la metodología Shell para obtener resultados de las deformaciones unitarias, para luego comparar con el método de elementos finitos, donde como primer diseño se utilizaron espesores de la estructura dentro de los rangos recomendados, obteniéndose así: una capa de base tratada de espesor 35 cm cuyo módulo resiliente 20.000 MPa y una subbase granular de espesor 15 cm cuyo módulo elástico irá variando de acuerdo con la capacidad de soporte de las distintas subrasantes.
- La primera propuesta del pavimento se utilizó una capa asfáltica de alto módulo, cuyo módulo resiliente es de 13.000 MPa, con el cual se obtuvo un espesor de 40 cm, para una subrasante de 15% de CBR, mientras que para una subrasante de 10% de CBR se obtuvo un espesor de 42 cm y para una subrasante de 5% de CBR se logró 48 cm. De acuerdo con las recomendaciones de la bibliografía utilizada los espesores de las capas de asfalto deben ser del orden de 40 cm, por lo que, para un asfalto de alto módulo con las características utilizadas, se podrían considerar dentro del rango, aunque para una subrasante de 5% de CBR se propone realizar un mejoramiento de esta, ya que el resultado obtenido para el espesor de capa asfáltica excede en un 17% del espesor recomendado.
- A la primera propuesta se le realizó una modificación, cambiando el asfalto de alto módulo por uno de tipo convencional (CA-24) cuyo modulo resiliente fue de 4.000 MPa, para este análisis se procedió a calcular el espesor del pavimento necesario sobre una subrasante de 5% de CBR, obteniéndose un resultado de 98 cm de espesor. Con el resultado obtenido, se descarta la utilización de un asfalto convencional debido a que excede el rango recomendado en un 60%.

Es importante señalar que para la primera y la segunda propuesta ambas estructuras poseen una base tratada de grava-cemento de 35 cm de espesor constante y una subbase granular de 15 cm de espesor constante.

- Como tercer propuesta se propuso realizar un cambio de base tratada a una base granular para una subrasante de 5% de CBR, donde se dejó constante la capa de asfalto de alto módulo de espesor 48 cm y la subbase granular de 15 cm, obteniéndose un espesor para la base granular de 180 cm. Se recomienda no utilizar esta base granular por su elevado espesor resultante.
- Todos los diseños de estructura de pavimento deben cumplir con todos los criterios de fatiga propuestos en el trabajo de título, para la deformación unitaria horizontal en tracción para la fibra inferior de la capa el asfalto y la deformación unitaria vertical a compresión en la subrasante. Todas las propuestas de pavimentos presentadas anteriormente cumplen con estos criterios.
- De acuerdo con los puntos anteriores se logró un pavimento conformado por una base tratada de grava cemento con espesor de 35 cm, una subbase granular de 15cm y una capa de asfalto de alto módulo cuyo espesor es variable de acuerdo con la calidad de la subrasante.

De acuerdo con el “Diseño realizado mediante las metodologías” utilizadas se puede concluir lo siguiente:

- Para el caso 1, estructura de pavimento conformado por una subrasante de 5% de CBR se obtuvo un espesor de asfalto de 48 cm, cuyas deformaciones unitarias horizontales a tracción en la capa asfáltica están por debajo de la deformación admisible propuesta por el criterio de fatiga de Finn et Al en un 92%, mientras que las deformaciones unitarias verticales en la subrasante obtenidas son menores en un 1% que la magnitud admisible propuesta por el Instituto de Asfalto. El criterio de Finn et Al es el criterio más restrictivo para las deformaciones unitarias a tracción del asfalto, mientras que el criterio que propone el Instituto del Asfalto es el más restrictivo para la deformación unitaria vertical admisible de la subrasante.
- Para el caso 2, estructura de pavimento conformado por una calidad de subrasante de 10% de CBR y un espesor de pavimento de 42 cm. Las deformaciones unitarias horizontales a tracción para la capa asfáltica están por debajo de la deformación admisible en un 95%, mientras que la deformación unitaria vertical en la subrasante es menor en un 8%.
- Finalmente, para el caso 3 cuya estructura de pavimento está conformada por una calidad de subrasante de 15% de CBR y un espesor de pavimentos de 40 cm, se obtuvieron deformaciones unitarias horizontales a tracción en la capa asfáltica un 95% más bajas que las deformaciones unitarias admisibles, mientras que las deformaciones unitarias verticales obtenidas son un 15% más bajas.
- Para el diseño de estos pavimentos al aplicar cargas de alto tonelaje, los resultados obtenidos están controlados por las deformaciones unitarias verticales en la subrasante, con lo cual se obtienen pavimentos con grandes espesores de capas asfálticas.
- Las estructuras de pavimentos diseñadas con el método Shell, se analizaron con la metodología AASHTO 93, con lo cual se obtuvieron los siguientes números estructurales: para el caso 1 se obtuvo un numero estructural de 532,5 mm, para el caso 2 fue de 512,6 mm y finalmente para el caso 3 fue de 492,6 mm. La variación por cada 5% de CBR fue de un 3,7% de este número estructural obtenido.

En cuanto a la “Corroboración mediante elementos finitos” se puede concluir lo siguiente:

- El estudio de pavimento mediante elementos finitos en este caso utilización del software RS2, se realizó aplicando cargas estáticas ya que este es el caso más desfavorable para un pavimento de puertos.
- En relación con las deformaciones unitarias horizontales en la capa de asfalto obtenidas se vieron disminuidas en todos los casos, cumpliendo así todos los criterios de falla por fatiga del asfalto. Mientras que las deformaciones unitarias verticales en la subrasante obtenidas aumentaron considerablemente con respecto a los resultados obtenidos por Shell. Para el caso 1 se obtuvo un aumento de las deformaciones unitarias verticales en la subrasante en un 85%, para el caso 2 las deformaciones unitarias verticales aumentaron en un 80% y finalmente, para el caso 3 estas deformaciones unitarias verticales aumentaron en un 76%. Debido al aumento de las deformaciones se corrobora que todas las estructuras de pavimento estarían fallando por ahuellamiento.

De acuerdo con el “Análisis de sensibilidad” se puede decir lo siguiente:

- Al realizar el análisis de sensibilidad con los resultados obtenidos por Shell en la capa asfáltica, para una calidad de soporte de subrasante del 5% de CBR se obtuvo un espesor de pavimento de asfalto de 48 cm, para una subrasante de 10% de CBR se obtuvo un espesor de 42 cm y para una subrasante de 15% de CBR se obtuvo un espesor de 40cm. De acuerdo a esto, se puede inferir que la tasa de variación al hacer una interpolación lineal entre una calidad de subrasante de 5% al 10% es de 1,2 cm por cada 1% de variación de CBR, mientras que para el rango de 10% a 15% de CBR se obtiene una tasa de variación de 0,4 cm cada 1% de CBR.

6.2. Comentarios

Del análisis realizado en el presente trabajo de título, se tienen los siguientes comentarios.

- Todos los parámetros de diseño para las estructuras de pavimentos fueron propuestos de manera teórica, considerando las recomendaciones más relevantes dadas por los manuales para el diseño de pavimentos de puertos. Es por ello que para realizar un diseño más preciso de un pavimento de un puerto en particular, se debe contar con todos estos parámetros obtenidos de estudios de mecánica de suelos de la zona a pavimentar.
- Con respecto al método AASHTO 93, se puede mencionar que esta metodología posee ciertas limitaciones para el diseño de pavimentos de puerto debido a que sus ecuaciones fueron obtenidas de manera empírica en una pista de prueba utilizando una carga patrón de 80 kN, por lo cual sus parámetros de diseño no están relacionadas directamente con las cargas que deben soportar dichos pavimentos, sino que utiliza parámetros que dependen del tipo de carretera y de la calidad de los materiales que lo componen, drenaje y módulo resiliente de las capas.
- Con respecto a la metodología Shell, se debe señalar que ésta es fácil de trabajar debido a que es un método para diseño estructural de pavimentos al que se le puede aplicar cualquier nivel de cargas, obteniendo como resultados los esfuerzos internos y deformaciones unitarias en cualquier punto del pavimento, de tal manera que se puede determinar si éstos cumplen con los criterios de falla, tanto para el asfalto como para la subrasante. Cabe indicar que Shell considera que las capas se comportan elásticamente.
- En relación al RS2, éste es un software de elementos finitos con el cual se puede analizar estructuras de pavimentos adoptando con mayor precisión su comportamiento mecánico, ya que puede considerar distintas calidades de los materiales (elástica o plástica) como también diferentes configuraciones de cargas, obteniéndose como resultado las deformaciones unitarias y esfuerzos internos en cualquier punto de la estructura de pavimentos. Es importante destacar que la diferencia entre Shell y RS2, es que el primero es un método para diseño de pavimentos el cual considera en su análisis cargas móviles representadas por la cantidad de pasadas de un vehículo, a una cierta velocidad y en un periodo de tiempo determinado, mientras que RS2 es un software para geotecnia, el cual para realizar un análisis dinámico se debe utilizar un espectro de respuesta (sísmico). Es por ello que solo se analizó las estructuras de pavimentos con cargas estáticas, considerando sus materiales en el rango elástico, con la finalidad de comparar con los resultados obtenidos con el método Shell.

CAPITULO VII

7. REFERENCIAS

- [1] Negocios Globales Logística, “Supply chain, transporte and distribución”, 2015. [En línea]. Disponible en: <http://www.emb.cl/negociosglobales/articulo.mvc?xid=2195&ni=puertos-de-chile-infraestructura-y-equipamiento-que-garantizan-servicios-de-primer-nivel>.
- [2] M. Pradera, M. Valenzuela y P. Molina, “Diseño estructural de pavimentos asfálticos industriales utilizando el software HIPAVE”, Revista de la construcción, vol.8, núm.2, 2009
- [3] P. Pery y A. Camarero, “Los pavimentos en la exportación portuaria de las terminales de contenedores”, Madrid, núm.91, Enero 2002.
- [4] R. Miranda, “Deterioros en pavimentos flexibles y rígidos”, Tesis Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile, 2010.
- [5] B. Burgos, “Análisis comparativo entre un pavimento rígido y un pavimento flexible para la ruta S/R: Santa Elvira- El Arenal, en la comuna de Valdivia”, Trabajo de titulación de Universidad Austral, Valdivia, Chile, 2014.
- [6] B. Barque, “Evaluación del estado del pavimento flexible mediante el método del PCI de la carretera puerto-aeropuerto (Tramo II), Manta. Provincia de Manabí”, Revista Científica, vol.6, núm.2, Ecuador, 2020.
- [7] B. Sullivan, B. Lau, A. Prasad, “Performance of Flexible Pavements in Container Terminals”, Artículo, Sydney Australia, 2019. [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/335393463_Performance_of_Flexible_Pavements_in_Container_Terminals.
- [8] Los Angeles Port Authority, Moffat and Nichol, “Container terminal and intermodal rail yard, Operational Area consideration for pavement design”, Los Angeles, California, 2017.
- [9] A. García, “Diseño de pavimento asfáltico por el método AASHTO-93 empleando el software DISAASHTO-93”, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia, 2015.
- [10] AASHTO 93, “Diseño de pavimentos”, Tercera edición, versión Español, La paz, 2006.
- [11] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Manual de Carreteras, Volumen N°3, Instrucciones y criterio de Diseño, Santiago, Chile, 2018.
- [12] E. Fontalba, “Diseño de un pavimento alternativo para la Avenida circulación sector Guacamayo 1° Etapa”, Tesis de Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile, 2015.
- [13] J. Figueroa, “Guía para el uso del método de diseño de estructuras de pavimentos nuevos según método AASHTO 2002”, Trabajo de graduación de la Universidad del Salvador, San salvador, 2005.
- [14] A. Nash, “Verificación del diseño de un pavimento flexible existente, diseñado con AASTHO 93, por medio de Elementos finitos”, Trabajo de título de Universidad de Valparaíso, Chile, 2020.
- [15] G. Corredor, “Experimento vial de la AASHO y las guías de diseño AASHTO” Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- [16] Dirección de Obras Portuarias, Ministerio de Obras Públicas, Manual de diseño de pavimentos para puertos chilenos, Chile, 1999.

- [17] A. Sierra, “Propuesta para el diseño de la estructura de pavimento de la vía puente de piedra-Colón-Variante Madrid, Cundinamarca”, Proyecto de Grado Universidad Santo Tomas, Bogotá, Colombia, 2017.
- [18] G. Edgar y W. Piragauta, “Implementación del modelo computacional de Shell para el diseño y evaluación de pavimentos flexibles”, Trabajo de Grado Universidad Pedagógica y Tecnología de Colombia, Tunja, Colombia, 2007.
- [19] P. Leiva, L. Loría y A. Navas, “Comparación entre modelación de respuestas de pavimentos flexibles con análisis de multicapa elástica, y elemento finito”, Congreso Ibero-Latinoamericano de Asfalto, Río de Janeiro, Brasil, 2011.
- [20] DSV, “Global Transport and Logistics”, [En línea], Disponible en: <https://www.dsv.com/es-mx/nuestras-soluciones/modos-de-transporte/transporte-maritimo/tipos-contenedor-maritimo/contenedor-dry>.
- [21] Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Manual de Carreteras, Volumen N°8, Especificaciones y métodos de muestreo, ensaye y control, Santiago, Chile, 2018.
- [22] Ministerio de Obras Portuarias, “Guidelines for the design and construction of port pavements”, Madrid, España.
- [23] J. Arévalo, M. Descamps, A. Fonseca, S. Ortiz, “Investigación programa BISAR, Pavimentos avanzados”, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia, 2021.
- [24] A. Orobio y J. Gil, “Construction cost analysis related to the mechanistic of pavements with different fatigue models”, RIC, vol.30, no.3, 2015.
- [25] P. Pérez, “Análisis del puerto de Valparaíso antes y después del cambio de administración”, Tesis Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile, 2007.
- [26] V. Rivas, “Diseño de pavimentos portuarios de adoquines y su aplicación al Puerto San Vicente SVTI”, Informe de proyecto de Título Universidad Católica de la Santísima Concepción, Concepción, Chile, 2011.
- [27] T. Saud, “El fenómeno del Healing en los pavimentos de asfalto”, Memoria de título Departamento de Obras Civiles, Valparaíso, Chile, 2011.
- [28] F. Rodríguez, “Modelación matemática de la superficie de contacto suelo-neumático”, La Habana, Cuba, 2007.
- [29] WME, “Wuhan Machine Equipment Co LTD”, [En línea], Disponible en: <https://www.wme.cn/ReachStacker/CRS450-dimension.jpg>.
- [30] O. Juárez y M. Inzunza, “Guía práctica de estabilización y recuperación de pavimentos con cemento portland en México”, Asociación Mexicana de ingeniería de Vías Terrestres, México.
- [31] Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das, 2013
- [32] Rocscience, “RS2 manual”, Toronto, 2019.
- [33] O. Cordo, Traducción original de “AASHTO Design Procedures For New Pavements”, instituto Nacional de Carreteras de E.E.U.U (NHI).
- [34] L. Vasquez: “Curso de Actualización en Pavimentos”. Diseño de Pavimentos Shell_Capítulo 5.

CAPÍTULO VIII

8. ANEXOS

8.1. Deformaciones BISAR 3.0

BISAR 3.0 - Block Report													
cbr 5% base granular													
System 1: (untitled)													
Structure				Loads									
Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)	
1	0,480	1,300E+04	0,35	1	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,178E+00	0,000E+00	
2	1,800	5,480E+02	0,35	2	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,872E+00	0,000E+00	
3	0,150	9,400E+01	0,35	3	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,178E+00	0,000E+00	
4		4,930E+01	0,35	4	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,872E+00	0,000E+00	

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (mm)	Displacements UY (mm)	UZ (mm)
1	1	0,000E+00	1,178E+00	4,800E-01	1,466E+00	1,084E+00	-1,206E-01	8,684E+01	4,713E+01	-7,792E+01	0,000E+00	-1,385E+00	1,788E+03
2	4	0,000E+00	1,178E+00	2,430E+00	1,163E-03	-1,804E-04	-1,168E-02	1,078E+02	7,103E+01	-2,440E+02	0,000E+00	6,104E+01	1,552E+03
3	1	0,000E+00	1,872E+00	4,800E-01	1,440E+00	1,106E+00	-1,191E-01	8,419E+01	4,954E+01	-7,772E+01	0,000E+00	3,073E+01	1,721E+03
4	4	0,000E+00	1,872E+00	2,430E+00	1,040E-03	-3,035E-04	-1,082E-02	1,000E+02	6,325E+01	-2,246E+02	0,000E+00	1,286E+02	1,496E+03

Figura 8.1- Resultados para una base granular mediante Bisar3.0.

BISAR 3.0 - Block Report													
cbr 5% modificado primera capa													
System 1: (untitled)													
Structure				Loads									
Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)	
1	0,920	4,000E+03	0,35	1	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,178E+00	0,000E+00	
2	0,350	2,000E+04	0,35	2	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,872E+00	0,000E+00	
3	0,150	9,400E+01	0,35	3	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,178E+00	0,000E+00	
4		4,930E+01	0,35	4	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,872E+00	0,000E+00	

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (mm)	Displacements UY (mm)	UZ (mm)
1	1	0,000E+00	1,178E+00	9,200E-01	-6,808E-02	-6,847E-02	-1,326E-01	5,770E-01	4,439E-01	-2,121E+01	0,000E+00	1,653E+00	1,676E+03
2	4	0,000E+00	1,178E+00	1,420E+00	-2,945E-03	-3,591E-03	-1,166E-02	4,851E+01	3,092E+01	-1,900E+02	0,000E+00	2,464E+01	1,652E+03
3	1	0,000E+00	1,872E+00	9,200E-01	-6,864E-02	-7,010E-02	-1,322E-01	5,413E-01	4,947E-02	-2,091E+01	0,000E+00	1,627E+00	1,622E+03
4	4	0,000E+00	1,872E+00	1,420E+00	-2,771E-03	-3,369E-03	-1,098E-02	4,564E+01	2,926E+01	-1,790E+02	0,000E+00	4,672E+01	1,599E+03

Figura 8.2- Resultados para una capa de asfalto CA-24 mediante Bisar 3.0.

BISAR 3.0 - Block Report													
cbr 5%													
System 1: (untitled)													
Structure				Loads									
Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)	
1	0,480	1,300E+04	0,35	1	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,178E+00	0,000E+00	
2	0,350	2,000E+04	0,35	2	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,872E+00	0,000E+00	
3	0,150	9,400E+01	0,35	3	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,178E+00	0,000E+00	
4		4,930E+01	0,35	4	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,872E+00	0,000E+00	

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	Displacements UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0,000E+00	1,178E+00	4,800E-01	-2,574E-02	-5,757E-02	-3,108E-01	7,938E+00	4,632E+00	-2,166E+01	0,000E+00	5,843E-01	1,916E+03
2	4	0,000E+00	1,178E+00	9,800E-01	-3,398E-03	-4,319E-03	-1,466E-02	6,580E+01	4,058E+01	-2,425E+02	0,000E+00	3,248E+01	1,892E+03
3	1	0,000E+00	1,872E+00	4,800E-01	-2,844E-02	-5,939E-02	-3,102E-01	7,782E+00	4,549E+00	-2,150E+01	0,000E+00	2,465E+00	1,849E+03
4	4	0,000E+00	1,872E+00	9,800E-01	-3,153E-03	-4,024E-03	-1,369E-02	6,182E+01	3,796E+01	-2,268E+02	0,000E+00	6,114E+01	1,811E+03

Figura 8.3- Resultados para el caso 1 mediante Bisar 3.0.

BISAR 3.0 - Block Report													
cbr 10%													
System 1: (untitled)													
Structure				Loads									
Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)	
1	0,420	1,300E+04	0,35	1	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,178E+00	0,000E+00	
2	0,350	2,000E+04	0,35	2	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,872E+00	0,000E+00	
3	0,150	1,460E+02	0,35	3	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,178E+00	0,000E+00	
4		7,680E+01	0,35	4	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,872E+00	0,000E+00	

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	Displacements UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0,000E+00	1,178E+00	4,200E-01	-1,113E-01	-1,312E-01	-3,829E-01	5,276E+00	3,219E+00	-2,293E+01	0,000E+00	-1,398E+00	1,471E+03
2	4	0,000E+00	1,178E+00	9,200E-01	-4,209E-03	-5,780E-03	-2,084E-02	6,653E+01	3,891E+01	-2,259E+02	0,000E+00	2,760E+01	1,439E+03
3	1	0,000E+00	1,872E+00	4,200E-01	-1,095E-01	-1,291E-01	-3,821E-01	5,338E+00	3,303E+00	-2,297E+01	0,000E+00	-1,132E+00	1,402E+03
4	4	0,000E+00	1,872E+00	9,200E-01	-3,832E-03	-5,290E-03	-1,934E-02	6,235E+01	3,671E+01	-2,102E+02	0,000E+00	5,539E+01	1,372E+03

Figura 8.4- Resultados para el caso 2 mediante Bisar 3.0.



BISAR 3.0 - Block Report

cbr 15%

System 1: (untitled)

Structure

Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,400	1,300E+04	0,35	1	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,178E+00	0,000E+00
2	0,350	2,000E+04	0,35	2	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	1,872E+00	0,000E+00
3	0,150	1,870E+02	0,35	3	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,178E+00	0,000E+00
4		9,800E+01	0,35	4	2,578E+02	1,039E+00	0,000E+00	0,000E+00	2,810E-01	0,000E+00	-1,872E+00	0,000E+00

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	Displacements UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0,000E+00	1,178E+00	4,000E-01	-1,429E-01	-1,576E-01	-4,119E-01	4,342E+00	2,813E+00	-2,359E+01	0,000E+00	-1,931E+00	1,252E+03
2	4	0,000E+00	1,178E+00	9,000E-01	-4,519E-03	-6,555E-03	-2,459E-02	6,510E+01	3,706E+01	-2,113E+02	0,000E+00	2,430E+01	1,222E+03
3	1	0,000E+00	1,872E+00	4,000E-01	-1,394E-01	-1,844E-01	-4,109E-01	4,493E+00	2,938E+00	-2,369E+01	0,000E+00	-2,207E+00	1,188E+03
4	4	0,000E+00	1,872E+00	9,000E-01	-4,069E-03	-5,936E-03	-2,277E-02	6,100E+01	3,523E+01	-1,966E+02	0,000E+00	5,110E+01	1,159E+03

Figura 8.5- Resultados para el caso 3 mediante Bisar 3.0.