

INTRODUCCIÓN

1.- ANTECEDENTES

Debido a que en nuestro medio la cotidiana labor del ingeniero civil de toma de decisiones que son a la larga fundamentales de cada proyecto y más aun siendo el campo de los caminos el área donde sin embargo la fuerte competencia de vecinos países hace urgente cada vez más la necesidad de contar con carreteras pavimentadas para lograr una competitividad en la producción que impulse el desarrollo.

En nuestro país La infraestructura vial incide mucho por el gran valor que tiene ésta, pues al alto costo de construcción, mantenimiento o rehabilitación hay que adicionarle también los costos que se derivan por las vías en mal estado, es por eso que hoy en día un muy importante reto hay que es el de proporcionar estructuras de eficaces pavimentos con cada vez más restringidos presupuestos.

JUSTIFICACIÓN

En una mirada al futuro sugiere nuevas tecnologías e investigaciones, perfeccionando el entendimiento bajo el pavimento los estados de esfuerzos efectivos. A nivel mundial hay una clara tendencia para el cambio de las metodologías de diseño y análisis de estructuras de pavimento de métodos de carácter empírico o semi-empírico a métodos de carácter mecanicista, en los cuales las propiedades mecánicas y de desempeño sean consideradas en el diseño de la estructura del pavimento mediante un enfoque moderno que nos permita observar el comportamiento real de las estructuras de los pavimentos. Existen experiencias de la aplicación de éstos métodos en el diseño de pavimentos en el ámbito de países Sudamericanos, siendo el método del Instituto de Desarrollo Urbano de Bogotá, uno de los últimos ejemplos con esta tendencia, así también como Argentina, México y Chile mediante modelos y criterios del tipo mecanicistas.

En nuestro medio debido a la carencia de una norma que reglamente el diseño de pavimentos en Bolivia, se han adoptado métodos de una gran diversidad de diseño

desarrollados por extranjeras instituciones (por lo general métodos empíricos); sin embargo éstas que trataron de obtener generalizados métodos como el método AASTHO, se observa que no corresponden a las condiciones locales y se advierte la necesidad de buscar alternativas nuevas para el diseño en nuestro medio.

Uno de los métodos que ha sobresalido en los años últimos en el diseño de pavimentos es el Método Racional, ya que su desarrollo es debido a que tiene en cuenta diferentes parámetros que hacen de cada diseño algo particular. Este se ha caracterizado por el avalúo de deformaciones y esfuerzos que de acuerdo al comportamiento mecánico de la estructura de pavimento se presentan, depende de las características de los materiales que la conforman, de la capa sobre la cual se está soportando (sub rasante), y de igual forma de las cargas aplicadas durante el periodo de diseño, entre otras.

Para un ingeniero usar el método Racional para el diseño de un pavimento implica de mucho tiempo si no se dispone de programas de computación que agilicen el proceso, en lo referente al cálculo de esfuerzos y deformaciones. Este proceso se hace más complicado a medida que se decida aumentar en número de capas de la estructura, es por ello que desarrollar un software que al interactuar con un programa que maneja el modelo matemático como el KENLAYER, facilita el cálculo de esfuerzos y deformaciones, a la vez que se optimiza por medio de un proceso iterativo espesores de capas predeterminadas, es de vital importancia para el manejo de posibles alternativas de solución.

La información recopilada sobre la metodología mecanicista tiene un enfoque puramente científico, con un marco teórico que permite el completo análisis de la mecánica del comportamiento de un pavimento ante las acciones del tránsito vehicular y del clima. Esto es, un marco teórico en donde las propiedades fundamentales de los materiales se conocen, y se pueden determinar en laboratorio o en campo.

Se puede llegar con el cálculo directo de la metodología racional a un diseño óptimo, usando el criterio y la experiencia, lo que conduce a que se escoja una adecuada

combinación de espesores y materiales que cumplan con las leyes de la fatiga (esfuerzos, deformaciones y deflexiones); para que las leyes de fatiga de los materiales se conviertan en un parámetro de diseño.

Por lo mencionado anteriormente se reconoce que existe en la actualidad la necesidad de un análisis para el diseño de pavimentos que esté basado en teorías propias y coherentes, es por esta razón que la investigación en este campo de la ingeniería resulta ser de significativa importancia, debido a que hará que el diseño no solamente se convierta en “pasos a seguir” desarrollados por otros países donde existen otras condiciones climáticas, donde las cargas de los vehículos son diferentes y los materiales tienen propiedades mecánicas diferentes, entre otras consideraciones; mas por el contrario los resultados obtenidos en este estudio podrán ser aplicados en el diseño de pavimentos para los tramos del estudio y poder concebir un enfoque global del comportamiento de los materiales de nuestro medio de acuerdo a nuestras características propias y así determinar cuál es la mejor opción para cada caso particular y de esta manera pueda el ingeniero ampliar su criterio de decisión y optimizar sobre cierto tipo de alternativas que se le presenten en obra para realizar una obra que cumpla con las expectativas esperadas de calidad buen nivel de servicio y confort para el usuario.

Por lo tanto el presente trabajo pretende realizar un análisis de la utilidad de los métodos racionales mediante el uso de programas computacionales comparando con los resultados que se obtendrán en sitio, para poder determinar la influencia de la capa de rodadura en la deformación de pavimentos regidos y flexibles, para su adecuada aplicación y garantizar un buen desarrollo del mismo.

2.- OBJETIVOS

2.1- OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal del presente trabajo es realizar el análisis y la valoración de los métodos racionales en el diseño de pavimentos rígido y flexible en los tramos Campo Pajoso – Carapari y Tramo Puerta al Chaco – Canaletas de

acuerdo a sus características mediante el uso del programa computacional KEMPAV.

2.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos que persigue alcanzar el presente estudio son los siguientes:

.

- Estudiar los fundamentos teóricos necesarios para poder interpretar y usar los distintos parámetros que caracterizan cada tipo de suelo para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles de una carretera
- Estudiar y utilizar los métodos de diseño empírico y mecanicistas como el AASTHO y racional por el uso de programa computacional como el KEMPAV
- Establecer los principales componentes del diseño racional y sus ventajas, además conocer las principales variables de entrada para el procedimiento mecanicista y como obtener sus valores.
- Evaluar la aplicabilidad de programas computacionales para el cálculo de métodos racionales.
- Determinar lo sensibles del diseño mecanicista en función a la variación de los parámetros de entrada y comparar el efecto aplicando métodos teóricos para poder determinar las diferencias
- Actualizar la aplicación de los métodos racionales en nuestro medio como alternativa de diseño.
- Analizar y aplicar el software que interactúa con los modelos matemáticos en pavimentos rígidos y flexibles.
- Comparación de los valores obtenidos por el programa computacional vs. las deformaciones que se obtendrán , a partir del uso del ensayo de la viga de Benkelmann

3.- ALCANCE

La metodología que se realizará para desarrollar el siguiente trabajo de investigación abarca el conocimiento de la bibliografía consultada sobre el estudio de los métodos para el diseño de pavimentos y los principios del dimensionamiento de pavimentos por métodos racionales.

Se presentará una visión general de las metodologías mecanicistas (racional) para el análisis estructural y diseño de pavimentos, haciendo un énfasis en las variables fundamentales de entrada al proceso que serán los parámetros de entrada. Estas metodologías pretenden tener un enfoque puramente científico, con un marco teórico que abarque lo suficiente y que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento en donde las propiedades fundamentales de los materiales se conocen (CBR), y se puedan determinar en laboratorio o en campo.

Utilizar el programa para el diseño por el método racional con los datos obtenidos de tráfico en cada tramo de estudio y también sus valores de CBR respectivamente, y usándolos como parámetros de entrada al programa **KENPAV** para conocer los resultados de los esfuerzos y las deformaciones del pavimento; registrando todos estos valores en tablas. Los diseños abarcarán sólo dos tipos de pavimentos: rígido y flexible, para el primer caso se aplicará en el tramo Campo Pajoso-Caraparí y para el segundo caso el tramo Puerta al Chaco Canaletas pero por separado

Para poder realizar la comparación entre el método empírico y mecanicista se adoptara como método empírico el método AASHTO.

Adoptar el método AASHTO como método empírico para realizar una comparación de parámetros y proceso entre ambos métodos.

Una vez comparados ambos métodos de diseño de pavimentos, se establecerá las conclusiones y recomendaciones en el uso de programas que se adecuen características de nuestro medio

El principal beneficio de la investigación es relacionar la teoría mecanicista, con la utilización de métodos que se encuentran en la práctica usual, lo cual hará ver la variedad de resultados que se obtienen.

Como aporte teórico de la investigación se logrará plantear un conjunto de recomendaciones a tener en cuenta para el diseño de pavimentos según parámetros analizados de acuerdo a las características de cada tramo en particular , como así también se pretende mostrar un análisis de la mecánica de pavimentos con un componente altamente numérico y práctico al mismo tiempo.

El aporte metodológico que se pretende realizar consiste en presentar la metodología de los procedimientos de diseño mecanicistas, manejando la teoría de la elasticidad y leyes de fatiga para los materiales que conforman las capas de los pavimentos, para el cálculo de esfuerzos y deformaciones producidos por las cargas reales de los vehículos, equilibrando las admisibilidades reales de las estructuras de pavimentos.

Como aporte práctico se realizará la aplicación del método racional utilizando el software **KENPAV** para el cálculo de espesores nuevos mediante esfuerzos y deformaciones, empleando los resultados obtenidos del estudio de tráfico realizado para cada tramo mencionados anteriormente de fuente propia .Además que se hará una comparación de deformaciones entre los resultados obtenidos por el programa y las deflexiones obtenidas mediante el uso de la viga BENKELMAN para los mismos tramos de estudio.

La relevancia social que se pretende obtener con el presente trabajo es dar al ingeniero de nuestro medio, parámetros de diseño acorde a nuestra realidad y así poder ampliar sus criterios de decisión en la ejecución de un proyecto.

Esta metodología facilita la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar y, por ende, aumentar en gran medida la confiabilidad de los diseños.

CAPÍTULO I

1.1.- DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS

1.1.1.- CARACTERÍSTICAS GENERALES

Recopilando la bibliografía consultada el concepto de pavimento se puede resumir como la capa o conjunto de capas comprendida (s) entre la sub rasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, cuya finalidad es proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito de vehículos, el intemperismo producido por los agentes naturales y a cualquier otro agente perjudicial. Desde el punto de vista estructural un pavimento tiene la función de transmitir adecuadamente los esfuerzos a la sub rasante, de modo que ésta no se deforme de manera perjudicial.

Las características de resistencia y deformabilidad se satisfacen con una capa de material que se encargue de distribuir los esfuerzos de tal modo que a la sub rasante lleguen en niveles tolerables, que no produzcan falla, ni asentamientos u otras deformaciones perjudiciales. Esta capa debe estar formada por materiales friccionantes que son los más adecuados para llenar esta función estructural.

La capacidad de carga de los materiales friccionantes es baja en la superficie por falta de confinamiento, razón por la que se requiere que sobre la base exista una capa de material cohesivo y con resistencia a la tensión; en pavimentos flexibles ésta es la carpeta asfáltica que tiene además que cubrir las condiciones de buena superficie de rodamiento. En los pavimentos rígidos la misma losa de concreto llena esta necesidad, por sus características de cohesión.

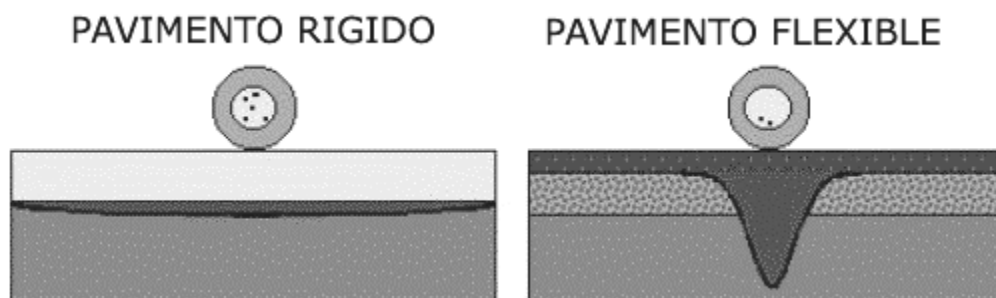
1.1.2.- TIPOS DE PAVIMENTOS

En general los pavimentos se dividen en dos tipos: los pavimentos rígidos de concreto hidráulico y los pavimentos flexibles o de asfalto. Desde el punto de vista de diseño, los pavimentos flexibles están formados por una serie de capas y la distribución de la carga está determinada por las características propias del sistema de capas.

Los rígidos tienen un gran módulo de elasticidad y distribuyen las cargas sobre un área grande, la diferencia estructural entre ellos consiste en que los pavimentos flexibles presentan muy poca resistencia a la flexión.

En el pavimento rígido, el hormigón absorbe gran parte de los esfuerzos que se ejercen sobre el pavimento, mientras que en el pavimento flexible este esfuerzo es transmitido hacia las capas inferiores.

Figura N° 1 Transmisión de esfuerzos en Pavimentos



En un pavimento rígido, debido a la consecuencia de la superficie de rodadura, se produce una buena distribución de las cargas, dando como resultado tensiones muy bajas en la sub rasante.

Lo contrario sucede en un pavimento flexible, la superficie de rodadura al tener menos rigidez, se deforma más y se producen mayores tensiones en la sub rasante.

1.1.2.1 ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL PAVIMENTO FLEXIBLE SUBRASANTE

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar formada en corte o en relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño.

El espesor de pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la sub rasante, por lo que esta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la sub rasante.

a) MATERIALES

Tiene que estar libre de vegetación y materia orgánica, de lo contrario, el material deberá reemplazarse por material adecuado para la sub rasante en el tramo correspondiente o considerar la estabilización de los suelos subyacentes.

En general los materiales apropiados para cada sub rasante, son los suelos de preferencia granulares con porcentajes de hinchamiento según ensayos AASHTO T 193 y que no tengan características inferiores a los cuales se encuentran en el tramo. Según AASTHO M-145, los suelos clasificados A-8, son materiales inadecuados para la capa de sub rasante, ya que son suelos orgánicos constituidos por materiales vegetales o fangosos. Estos suelos generalmente tienen textura fibrosa, color café oscuro y olor a podredumbre y son altamente compresibles, con muy baja resistencia.

Cuando en la sub rasante aparezcan áreas con este tipo de material, deberá reemplazarse por otro que llene los requisitos para sub rasante, haciendo previamente la remoción del material inapropiado.

b) COMPACTACIÓN

Para compactar la capa sub rasante, el espesor de esta debe escarificarse, homogenizarse, mezclarse, conformarse y compactarse en su totalidad, hasta lograr la densidad máxima según AASTHO T-180.

SUBBASE

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento, de tal manera que la capa de la sub rasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la sub base

. La sub base debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento.

Se utiliza además como capa de drenaje y controlador de ascensión capilar del agua, protegiendo así la estructura del de pavimento, por lo que generalmente se usan materiales granulares. Al haber capilaridad en época de heladas, se produce un hinchamiento del agua, causado por el congelamiento, lo que produce fallas en el pavimento, si este no dispone de una sub rasante o sub base adecuada.

Esta capa de material se coloca entre la sub rasante y la capa de base, sirviendo como material de transición, en los pavimentos flexibles.

a) MATERIALES

El material de subbase deberá ser seleccionado y tener mayor valor soporte (CBR), que el material de la sub rasante y su espesor será variable por tramos, dependiendo de las condiciones y características de los suelos existentes en la sub rasante.

Los materiales de subbase deben suelos del tipo granular que llenen los siguientes requisitos:

A1) El valor soporte (CBR) debe determinarse según AASTHO-193 sobre muestra saturada según AASTHO T-180.

A2) El tamaño de las piedras que contenga el material de subbase no debe ser mayor de 2/3 del espesor de esta y los porcentajes que pasan los tamices N° 40y N° 200, deben ser según AASTHO T-11 Y T-27.

A3) El índice de plasticidad debe determinarse según AASTHO T-90, y el limite liquido según AASTHO T-89, determinados ambos sobre una muestra preparada en húmedo.

A4) El equivalente de arena es determinado por el método AASTHO T-176.

A5) El material debe estar libre de impurezas tales como: basura, materia orgánica, terrones de arcilla y cualquier otro material que pueda ocasionar problemas específicos al pavimento.

b) COMPACTACIÓN

El material de subbase debe ser tendido en capas no mayores de 20 centímetros de espesor. Este debe homogenizarse y conformarse, agregándole la cantidad de agua que sea necesaria para lograr la compactación en su totalidad, hasta alcanzar su densidad máxima por el método AASTHO T-180.

BASE

Es la capa de pavimento que tiene como función primordial, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la sub base y a través de esta a la sub rasante, y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura. Las bases especificadas son las siguientes:

BASE GRANULAR

Material constituido por piedra de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno o bien con una combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural. Todos estos materiales deben ser clasificados para formar una base integrante de la estructura del pavimento. Su estabilidad dependerá de la graduación de las partículas, su forma, densidad relativa, fricción interna y cohesión, y todas estas propiedades dependerán de la proporción de finos con respecto al agregado grueso.

a) MATERIALES

Debe corresponder a los tipos de graduación determinados según AASTHO T-27 T-11.

Además el material de base es necesario que llene como mínimo las siguientes condiciones:

A1) Valor soporte (CBR) para piedra triturada y para grava (canto rodado) según AASTHO T-193, la compactación según AASTHO T-180 e hinchamiento máximo según AASTHO T -193.

A2) El material debe estar libre de impurezas y residuos orgánicos.

A3) La porción de agregado retenida en el tamiz N° 4 no debe tener un porcentaje de desgaste, por abrasión según AASTHO T-196.

A4) La porción que pasa tamiz N° 40 debe tener un índice de plasticidad según se indica en AASTHO T-90 y un límite líquido, mayor al indicado en AASTHO T-89 determinados ambos sobre una muestra preparada en húmedo según AASTHO T-25.

A5) El porcentaje que pasa tamiz N° 200, debe ser menor que la mitad del porcentaje que pasa el tamiz N° 40.

A6) El equivalente de arena no debe ser menor a como se indica en AASTHO T – 176.

A7) Cuando se necesite agregar material de relleno en adición al que se encuentra naturalmente en el material triturado, para proporcionarle características adecuadas de granulometría y cohesión, este debe ser libre de impurezas y consistir en suelo arenoso, limo orgánico, polvo de roca u otro material con alto porcentaje de partículas que pasen por el tamiz N° 10.

b) COMPACTACIÓN

Antes de tender el material de base, el material de subbase debe tener la compactación especificada.

Cuando el espesor de base sea mayor de 20 centímetros, se tendrá que hacer la compactación por capas, siempre que estas no sean mayores de 20 ni menores de 10 centímetros. Además, se tiene que humedecer la superficie entre capas, para conseguir una mejor adhesión entre estas y así evitar deslizamientos.

Al compactar, el material debe ser homogéneo y debe estar humedecido y mezclado, para lograr la densidad especificada. La capa de base ya terminada, tiene que quedar lo más uniforme posible, para evitar la concentración de esfuerzos en la capa de rodadura, al estar el pavimento ya dispuesto para la circulación de vehículos.

MATERIALES BITUMINOSOS

Asfalto es el único producto resultante de la destilación del petróleo la combinación de suelos con asfalto mejora las condiciones de estabilidad y resistencia a la humedad, proporcionando mejor distribución de las cargas ocasionadas por el tránsito a las capas subyacentes de la estructura del pavimento.

a) MATERIALES

El material de base debe ajustarse a los requisitos ya expuestos anteriormente.

b) REQUISITOS DEL MATERIAL BITUMINOSO

El material bituminoso debe ser cemento asfáltico de lata penetración, asfaltos rebajados, emulsiones asfálticas y alquitranes.

La cantidad de emulsión asfáltica puede variar entre 4% y 8% y al utilizar asfaltos rebajados, entre 3.5% y 7.5% con respecto al peso seco del material a estabilizar.

c) COMPACTACIÓN

La mezcla debe ser uniformemente compactada, hasta logra la densidad máxima. En caso de que el espesor de la base estabilizada con material bituminoso fuera mayor de 15 centímetros, la mezcla debe ser tendida y compactada en dos o más capas.

SUPERFICIE DE RODADURA

Es la capa que se coloca sobre la base su objetivo principal es proteger la estructura del pavimento, impermeabilizando la superficie para evitar filtraciones de agua de lluvia que podrían saturar las capas inferiores. Evita la desintegración de capas subyacentes a causa del tránsito de vehículos.

Asimismo la superficie de rodadura contribuye a aumentar la capacidad soporte del pavimento, absorbiendo cargas si su espesor es apreciable (mayor de 4 c m). Excepto el caso de riegos superficiales, ya que para estos se considera nula.

Las superficies de rodadura de los pavimentos se divide en:

CAPAS ASFÁLTICAS

a) MATERIALES

A1) MATERIAL BITUMINOSO

El material asfáltico, tipo, grado y especificación del cemento asfáltico o del cemento asfáltico modificado con polímeros a usar debe ser de acuerdo a las especificaciones dadas.

Para el caso de asfaltos con la clasificación de PG (performance o grado de comportamiento), el grado será de acuerdo con el grado comprendido entre el promedio de las temperaturas máximas durante los siete días más calurosos del año y la temperatura mínima donde se localice el proyecto incrementado el valor de temperatura alta un grado de conformidad con el manual del instituto del asfalto para tránsito lento y un grado adicional si el tránsito esperado excede $Esals\ 30 \times 10^6$ en el carril de diseño ,

Pudiéndose fijar grados intermedios para los rangos de temperatura indicados o grados mayores cuando se requiera.

El rango de las temperaturas del cemento asfáltico para la preparación de la mezcla de los especímenes en el laboratorio, será el correspondiente para producir una viscosidad cinemática entre 0.15 y 0.19 pascales – segundo Pa- se.

Para el diseño de mezcla asfáltica por el procedimiento de Superpave, solo se podrán usar los asfaltos con clasificación PG.

A2) AGREGADOS PÉTREOS

Para los requerimientos de la mezcla asfáltica se adoptara el método Marshall según AASTHO T -245 , que sirve para verificar las condiciones de vacíos y estabilidad que deben satisfacer los valores indicados en el manual.

La porción de agregados minerales gruesos retenida en la malla N° 8 se denominara agregado grueso y se compondrá de piedras o gravas trituradas, solo se podrá utilizar un tipo único de agregado grueso.

La piedra o grava triturada debe ser limpia compacta y durable carente de suciedad u otras materias inconvenientes y debe tener un desgaste no mayor de 40% a 500 revoluciones al ensayarse por el método AASTHO T-96.

Al ser sometidas a ensayos alternativos de resistencia mediante sulfato de sodio no podrá tener una pérdida en peso mayor del 12%.

Cuando se utilice grava triturada, no menos del 50% de peso de las partículas retenidas en el tamiz N° 4, debe tener dos caras fracturadas como mínimo.

El agregado grueso no debe de contener más del 8% en peso, de partículas planas o alargadas aquellas cuya relación de largo entre ancho es mayor que 5 y plana cuando la relación entre ancho y espesor es mayor que 5 según AASTHO T-11 Y T-27.

La porción de agregados minerales que pasa la malla N° 8 se denominara agregado fino y podrá estar compuesto por arena natural, tamizados de piedra o de una combinación de ambos. Los agregados finos deben tener granos finos, compactos, angulares y de superficie rugosa, carentes de terrones de arcilla u otras sustancias inconvenientes.

El material de relleno de origen mineral (filler) que sea necesario emplear, se compondrá de polvo calcáreo, roca dolomítica, cemento Portland u otros elementos no plásticos.

RIEGOS ASFÁLTICOS

Son riegos sucesivos y alternados de material bituminosos y agregados pétreos triturados, que son compactados para logra una acomodación más densa.

Brinda a la superficie las condiciones necesarias de impermeabilidad, resistencia ala desgaste y suavidad para el rodaje. Se pueden mencionar tratamientos superficiales simples dobles y triples.

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

Consiste en la aplicación de material asfáltico sobre la superficie preparada de la base, el riego y compactación del material pétreo graduado, que sirve de cubierta y se colocara sobre el material asfáltico en diferentes capas alternándolas.

a) MATERIALES

A1) MATERIAL BITUMINOSO

El material asfáltico utilizado será cemento asfáltico de penetración 120-150; cemento asfáltico de graduación por viscosidad o emulsiones asfálticas.

Deben aplicarse a razón de 0.20 a 0.40 galones de asfalto residual por metro cuadrado a una temperatura entre 140 ° C y 177 ° C para el cemento asfáltico 85-100 o el AC-20 por viscosidad y una temperatura de 75 a 130 ° C para RS-1 y CRS -1 una temperatura de 110 a 160 ° C. Para RS-2 CRS-2 rebajados.

A2) AGREGADOS PÉTREOS

El material de cubierta debe aplicarse a razón de 9 a 20 Kg. / m² y debe cumplir los requisitos de graduación según AASTHO M-43.

El agregado a utilizar debe tener un porcentaje de desgaste no mayor al 35 % y no debe tener una desintegración máxima al sulfato de sodio de 12%. La cantidad de trituración se debe regular que el 60% en peso de todo el material mayor que el tamiz N° 4 tenga un mínimo de dos caras mecánicamente fracturadas.

Por lo menos el 95% del asfalto debe retenerse cuando el material de cubierta este sujeto al ensayo de afinidad del asfalto AASTHO T-182, el agregado que se contamine debe sustraerse antes de su uso.

Nota:

Se recomienda la colocación de riegos asfálticos sobre bases estabilizadas con cemento Portland, para minimizar que las grietas por dilatación o por contracción se reflejen en la superficie o en su caso, posterior a la estabilización, la colocación del

tratamiento superficial debe efectuarse como mínimo 3 meses después para dar lugar a que las grietas en la base se manifiesten, entre otras.

SELLOS ASFÁLTICOS

Es el revestimiento con emulsiones asfálticas y agregado fino, destinado principalmente a impermeabilizar una superficie asfáltica existente, por medio del llenado de los vacíos y grietas y evitar la desintegración de superficies asfálticas desgastadas y mejorar su resistencia al deslizamiento aumentando la durabilidad del pavimento, se pueden mencionar dos tipos de sellos asfálticos la lechada asfáltica (slurry real) y las micro aglomerados (microsurfacing).

LECHADA ASFÁLTICA (SLURRY REAL)

Consiste en una mezcla de agregados pétreos, emulsión asfáltica agua y aditivos, que proporcionen una mezcla homogénea, que se aplica sobre el pavimento, como un tratamiento de sellado con el fin de impermeabilizarlo; proporcionando una textura resistente, antideslizante y adherida firmemente a la superficie.

a) MATERIALES

Los agregados pétreos deben ser naturales o producidos por trituración tales como: granito basalto escoria o algún otro material de alta calidad o combinación de estos. Se recomienda siempre la combinación de arenas naturales y arenas producto de la trituración, para tener una estructura estable.

Las arenas de río tendrán una absorción máxima de 1.25% y su porcentaje de la composición de la mezcla puede variar de 30 a 60%, la arena debe someterse a ensayos y debe cumplir con las normas.

Debe considerarse que el material alargado no sea más del 35%; los materiales pétreos a utilizar para la ejecución de esta actividad deben tener un peso específico superior a los 1450 Kg. /m³.

El filler o llenante mineral a utilizar debe ser cemento tipo Portland, cal hidratada procesada industrialmente, cenizas volantes o algún otro filler. La cantidad del

llenante mineral que se emplee debe tomarse como parte de la granulometría y la misma será la parte faltante que pase por el tamiz N° 200 no se permitirá el empleo de limos como llenante mineral.

El agua a utilizar debe ser potable y debe garantizarse su compatibilidad con el resto de los materiales.

Se debe utilizar cemento asfáltico emulsionado, de los mencionados a continuación:

- Emulsión asfáltica de rompimiento rápido controlado con tres minutos como mínimo de mezclado.
- Emulsión asfáltica de rompimiento medio controlado con un tiempo de mezclado con más de tres minutos y un rompimiento de 10 a 30 minutos.
- Emulsión asfáltica del tipo lento (súper estable), el rompimiento de la emulsión puede ocurrir entre los treinta minutos a dos horas de acuerdo a la temperatura ambiente.
- La emulsión utilizada debe cumplir con AASTHO M-140.

PAVIMENTOS RÍGIDOS

Una estructura de pavimento rígido generalmente consta de dos capas diseñadas como la losa de pavimento y la capa de subbase. Cuando los suelos de la sub rasante son de naturaleza granular, con frecuencia la capa de subbase se omite.

SUBBASES

La sub base de una estructura de pavimento rígido consta de una o más capas compactas de material granular o estabilizado colocado entre la sub rasante y la losa rígida para los siguientes propósitos:

Proveer soporte uniforme, estable y permanente; aumentar el módulo de reacción de la sub rasante k ; hacer mínimos los efectos dañinos de la acción de las heladas, y evitar bombeo de suelos de grano fino en juntas, grietas y bordes de la losa rígida.

También sirven para reducir agrietamientos y fallas; proveer una plataforma de trabajo para equipo de construcción; proveer un medio de manejar el agua subterránea, y proveer un medio de enrasar una superficie a nivel y uniforme para soportar la losa de concreto cuando sea en excavación de roca.

Las especificaciones típicas para varios tipos de subbase se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 1 Las especificaciones típicas para varios tipos de sub base

Especificaciones	Tipo A Graduado abierto	Tipo B Graduado denso	Tipo C Graduado con cemento	Tipo D tratado con cal	Tipo E tratado Bituminoso	Tipo F Granular
Análisis de tamiz						
% que pasa						
1 1/2 pulgada.	100	100	100			100
3/4 pulgada.	60-90	85-100				
N° 4	35-60	50-80	65-100			65-100
N° 40	10--25	20-35	25-50			25-50
N° 200	0-7	5--12	5--20			0-15
El material N° 200 negativo debe mantenerse en equilibrio practico						
resistencia de compresión :						
lb./plg2 a los 28 días			400-750	100		
estabilidad :						
Estabilometro Hveem					20 min.	
hubbard -Field					1000 min.	
Estabilidad Marshall					500 min.	
Flujo Marshall					20 máx.	
Constantes de suelo :						
Limite liquido	25 Max	25 Max				25 máx.
Índice de plasticidad	NP.	6 Max	10 máx.		6 máx.	6 máx.

1.1.3.- MODELACIÓN MECANICISTA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE

Una buena forma de caracterizar el comportamiento de un pavimento flexible bajo la acción de cargas de ruedas, es considerarlo como un semi espacio homogéneo; este tiene un área infinita y una profundidad infinita con una carpeta delgada encima donde son aplicadas las cargas.

Como un primer análisis para determinar la distribución de esfuerzos en un pavimento se aplicó el modelo propuesto por el matemático francés Boussinesq en 1885, estado de esfuerzos en una masa de suelo a cualquier profundidad; el estudio del matemático se basó en una carga concentrada aplicada en un semi espacio lineal, elástico, isótropo y homogéneo; los esfuerzos, deformaciones y deflexiones debidos a la carga concentrada pueden ser extrapolados para obtener aquellas debidas a una área circular cargada.

Esta solución fue por mucho tiempo la única disponible, hasta que en 1945 Donald M. Burmister propuso una teoría que se podía aplicar a estructuras de pavimentos, basada en la de Boussinesq pero que tenía en cuenta estratos y las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la masa de suelo, para calcular el estado de esfuerzos de ésta a cualquier profundidad. Desde el punto de vista del estudio de pavimentos, el modelo de Burmister puede ser usado para determinar los esfuerzos, deformaciones y deflexiones en la sub rasante si la relación de módulos del pavimento y la sub rasante es cercana a la unidad, si no es así, la modelación es más compleja. Analíticamente es un procedimiento más complejo que los basados en el primer modelo, que se podía solucionar con ecuaciones relativamente fáciles; el modelo de Burmister introduce transformadas de Fourier que requieren funciones de Base para su solución y que sin la ayuda de un programa de computador no se pueden modelar estructuras de más de dos capas.

La generalización del modelo a estructuras multicapa con diferentes condiciones de frontera fue propuesta por Westergaard, Palmer y Barber, Odemark y otros; estos modelos describen el funcionamiento del sistema en el cual, la presión ejercida por una rueda q puede ser muy alta para ser soportada por el suelo natural; la estructura

del pavimento reparte la carga para llevarla lo más reducida posible a la sub rasante que es la fundación del pavimento; entonces la solución al problema consiste en determinar a una profundidad z que cantidad de esfuerzo se ha disipado.

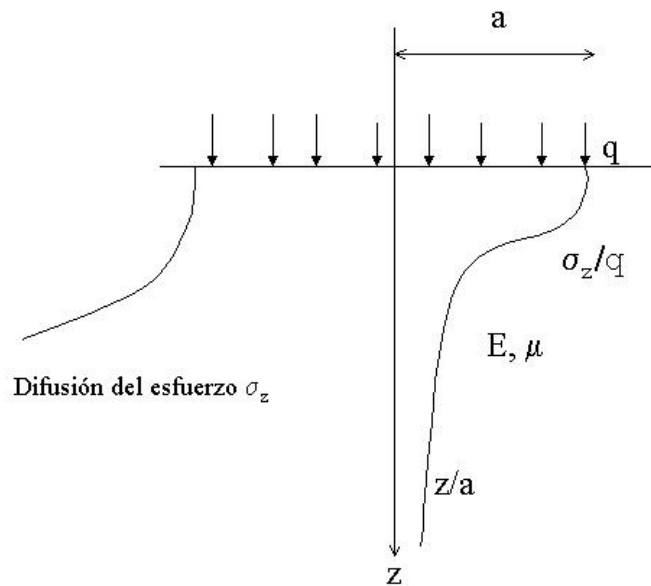


Figura N° 2 Modelo de Boussinesq

La modelación de la solución inicial basada en la teoría de Boussinesq se muestra en la figura 2. La ecuación general para determinar la distribución de esfuerzos de es la siguiente:

$$\sigma_z = q_o \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{a} \right)^3}{\left(1 + \left(\frac{z^2}{a^2} \right) \right)^{3/2}} \right]$$

Donde,

σ_z : es el esfuerzo vertical a cualquier profundidad.

q : es la presión de la carga.

a : es el radio de la carga de huella circular

Se supone un comportamiento lineal entre los esfuerzos y deformaciones, lo que indica que se acepta que los materiales trabajan dentro de su rango elástico; sin embargo, la reología de los materiales asfálticos demuestra que su comportamiento es visco elástico, función del estado de esfuerzos, del tiempo de aplicación de las cargas y de la temperatura; de la misma manera los materiales granulares responden a las cargas, de acuerdo al nivel de esfuerzos aplicados, a su densidad y humedad, en general su comportamiento no es lineal y depende en gran medida de las características del material de la capa subyacente; en este sentido existen modelos teóricos elásticos no lineales (Boyce 1980).

1.1.4 GENERALIDADES SOBRE LA FATIGA DE LOS MATERIALES

Los materiales se pueden romper si se les aplica repetidamente un gran número de solicitaciones cuya amplitud sea menor que la resistencia a la ruptura instantánea. Este fenómeno de fatiga es muy importante en las construcciones, como por ejemplo la sollicitación por flexión de una pieza rotante, la sollicitación de los materiales de vías debido al paso repetido de vehículos pesados, las sollicitaciones provenientes de los fenómenos de vibración (estructuras de un avión), entre otras.

Wohler fue uno de los primeros científicos que se dedicaron a estudiar este fenómeno hace unos 150 años. Gracias a esto y a numerosas investigaciones sobre los metales, ya se tienen conocimientos muy importantes al respecto; lo mismo debe hacerse con los materiales de vías.

El comportamiento de la fatiga de un material consiste en someter una probeta a sollicitaciones repetitivas respectivas e idénticas para determinar el número de repeticiones que llevan a la ruptura. La curva resultante se conoce como la curva de Wohler:

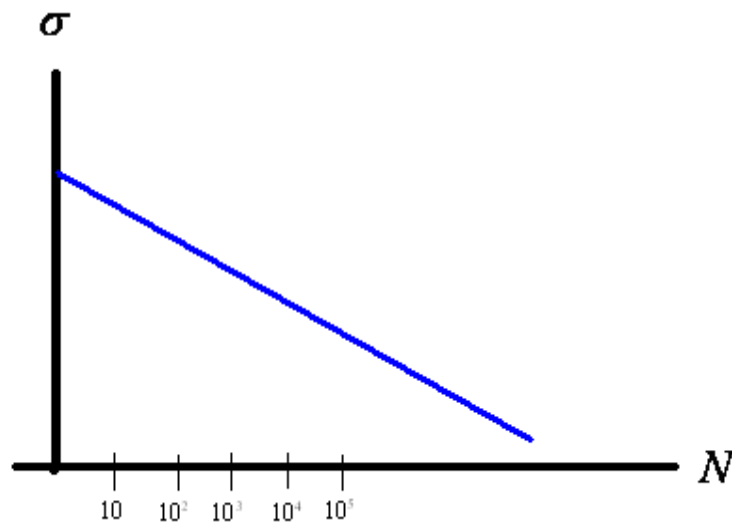


Figura N° 3. Curva de Wohler

El valor de la sollicitación para la cual la probeta soportaría n ciclos antes de romperse se llama resistencia a la fatiga. El número de ciclos antes de ruptura se denomina duración de vida, y su representación esquemática es

1.1.4.1 LÍMITE DE FATIGA

Para los materiales tales como el acero, se puede comprobar que en un cierto valor de amplitud de la sollicitación se le puede aplicar un número infinito de veces sin que haya ruptura; esta sollicitación se llama límite de fatiga. Para los metales, dicho límite se encuentra entre 0.3 y 0.6; 0.3 es para los materiales de resistencia elevada y de ruptura instantánea frágil, mientras que los valores cercanos a 0.6 corresponden a los materiales de resistencia más débil y ruptura instantánea dúctil. A ciertos materiales, como las bases bituminosas, nunca se les ha podido evidenciar tal límite, y puede haber fatiga cualquiera que sea el valor de la amplitud de la sollicitación.

1.1.4.2 DISPERCIÓN DE LA DURACIÓN DE LA VIDA

La determinación experimental de la curva de Wohler no es fácil siempre, porque al repetir muchas veces el ensayo de fatiga sobre probetas idénticas el número de ciclos de la ruptura es disperso. La duración de vida comprobada para los metales, con la

aplicación de la misma sollicitación y repitiendo el ensayo sobre una centena de probetas, a arrojado una relación de 1 a 10 entre la duración más baja y la más alta. Para los concretos bituminosos esta relación es de 1 a 50, y de 1 a 1000 para materiales tratados con ligantes hidráulicos.

Esto es una característica fundamental, inherente al fenómeno de la fatiga, y no una dispersión que provenga únicamente de la insuficiencia de los métodos de ensayo o de una mala reproducción en la fabricación de las probetas. La consecuencia de esta dispersión es muy importante, por lo que resulta definitivo apreciar de manera estadística la duración de vida o la resistencia a la fatiga para n ciclos.

Para determinar una curva de Wohler habitual, que representa la duración de vida media en función a la amplitud de la sollicitación aplicada, se puede hacer una curva que represente la duración de vida a cierta probabilidad (98%), la cual tiene una importancia práctica más grande que la curva de duración de vida promedio. Es preferible un material que presente una duración de vida poco dispersa, aun si su duración de vida promedio es baja, a otro material que tenga un comportamiento más homogéneo.

1.1.4.3 ACUMULACIÓN DE DAÑOS. LA LEY DE MINER

La repetición de sollicitaciones idénticas jamás se reproduce en la realidad, ya que estas se distribuyen al azar.

El problema se debe enfocar así:

- N_1 sollicitaciones de amplitud σ_1 (superiores al límite de fatiga), tales que N_1 es la duración de vida de la aplicación de la amplitud única $s_1 \cdot n_1 < N_1$
- N_2 sollicitaciones de amplitud σ_2 (sea N_2 la duración de vida), si se han aplicado sollicitaciones de amplitud única s_2 que llevaría a la ruptura del material

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} = 1$$

Esta regla, que se puede interpretar como n_1/N_1 , se representa la proporción del capital de fatiga que se ha consumido bajo el esfuerzo σ_1 ; se nota d_1 , proporción que se llama daño de fatiga.

$$\frac{n_2}{N_2} = 1 - d, \text{ supone la adición de daños}$$

La ley de Miner se generaliza en el caso de un gran número de secuencias de cargas repetidas, de amplitud diferente para cada una. La condición de ruptura por fatiga se expresa así:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$$

Infortunadamente, numerosos resultados experimentales muestran que esta ley de adición de daños no es exacta. En el trabajo original de Miner, por ejemplo, el valor del reporte $\sum \frac{n_i}{N_i}$ encontrando experimentalmente varía de 0.61 a 1.45.

Si se empieza por aplicar el nivel de esfuerzo más elevado, la duración de vida total es general más decir que si se aplica antes el nivel de esfuerzo más bajo.

$$\sigma_1 > \sigma_2, \text{ La ruptura por fatiga se produce } \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} < 1$$

$$\sigma_1 < \sigma_2, \text{ La ruptura por fatiga se produce } \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} > 1$$

1.1.4.4 SUELOS

El procedimiento lógico para el conocimiento de la sub rasante de la calzada tiene en cuenta tres etapas distintas:

- Una identificación geotécnica, que permita aproximar el comportamiento predecible del suelo al comportamiento general de una familia conocida. Esta etapa se fundamenta en la clasificación de los suelos. Un estudio de los parámetros de estado, pues para una familia de suelos existen parámetros característicos de un comportamiento, por ejemplo el Portor y el CBR.

- Una evaluación de la capacidad portante, que va a depender del contenido de agua, apoyado también por el CBR. La ley de comportamiento del suelo requiere ensayos triaxiales bajo cargas dinámicas.

1.1.4.5 LEYES DE COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS SUELOS

La ley de comportamiento de un material está ligada al estado de esfuerzos y deformaciones. Desde este punto de vista, el comportamiento de un suelo se analiza en el laboratorio (ensayos triaxiales), o directamente sobre el terreno (ens de placa)

1.1.4.6 ANÁLISIS EN EL LABORATORIO

En el caso de un suelo que no es homogéneo ni isotrópico, tratar de buscar el módulo de elasticidad es una simplificación útil para definir su comportamiento. El ensayo triaxial permite determinar cuatro módulos distintos:

- El módulo tangente en origen E_0
- El módulo tangente para un valor intermedio de la deformación E_t

- El módulo secante, $E_t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon}$

- El módulo resiliente $M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\varepsilon_r}$

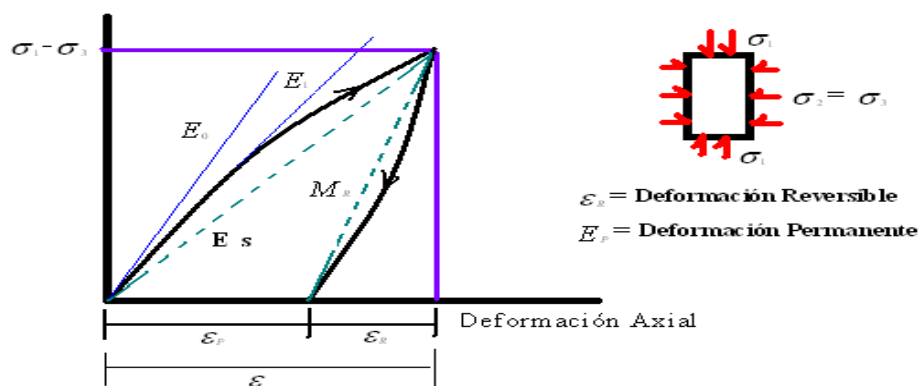


Figura N° 4. Definición de diferentes módulos de deformación

Estos valores varían en función del estado de esfuerzo definido por σ_1 y $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

El modulo reversible M_r es aquel que caracteriza mejor el estado del suelo y la elasticidad adquirida luego de algunos ciclos de carga. Este módulo se relaciona se relaciona con el estado de esfuerzo:

$$M_R = A \sigma_t^\alpha$$

Donde σ_1 es el esfuerzo medio (o isotrópico) $\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

1.1.4.7 Ensayos de Placa

Estos ensayos permiten apreciar directamente el módulo de un suelo en un ensayo in situ, el cual consiste en cargar una placa circular y medir el desplazamiento vertical bajo la carga, luego se deduce el modulo a partir de la fórmula de Boussinesq, que relaciona el desplazamiento vertical z , la presión q_0 , el radio de carga a y las características del masivo E_2

$$W_1 = q_0 \frac{a}{E_2} (1 - \nu_2^2)$$

La interpretación usual del ensayo conduce a hacer una hipótesis cercana a 0.5 para el coeficiente de Poisson.

Se encuentra también la relación entre el valor W del desplazamiento y el módulo E_2 del soporte.

$$W = \frac{1.5 q_0 a}{E_2}$$

Como en el caso del ensayo triaxial, el desplazamiento total W_t es la suma de un desplazamiento elástico W_e y de un desplazamiento plástico (o resonante) W_p ; se aclara que existe una incertidumbre para determinar el modulo, ya que este depende del número de cargas, sobre todo en el primer ciclo. Para el segundo ciclo es:

$$E_{v2} = 1.5 \frac{q_0}{W_t} a$$

Si se toma en cuenta la relación entre el módulo E_{v2} en la segunda carga y el de la primera carga E_{v1} , se considera un suelo bien compactado si la relación es menor a dos.

El ensayo del LCPC que permite obtener el módulo E_{v2} se realiza con una placa de diámetro de 60 cm. Para el primer ciclo, la carga se hace a una velocidad 80 N/s hasta una presión de 0,25 MPA, mantenida hasta la estabilización, y luego se suspende por dos o tres segundos. El segundo ciclo se efectúa a la misma velocidad pero a una presión de 0,2MPa.

Se puede recurrir al Corps Of. Engineers para hacer un ensayo de placa que da el módulo de reacción a partir de la utilización del modelo de Westergaard.

El diámetro de la placa es más grande (75cm). El modo de carga está ligado al tipo de sollicitación que puede tener el suelo bajo una calzada de concreto: con una carga de 0,07MPa después de estabilización por cargas repetitivas bajo 0,14MPa, según el espesor de la placa de concreto.

El valor del coeficiente K , se representa la rigidez de los soportes que simulan el

masivo, está dado por:

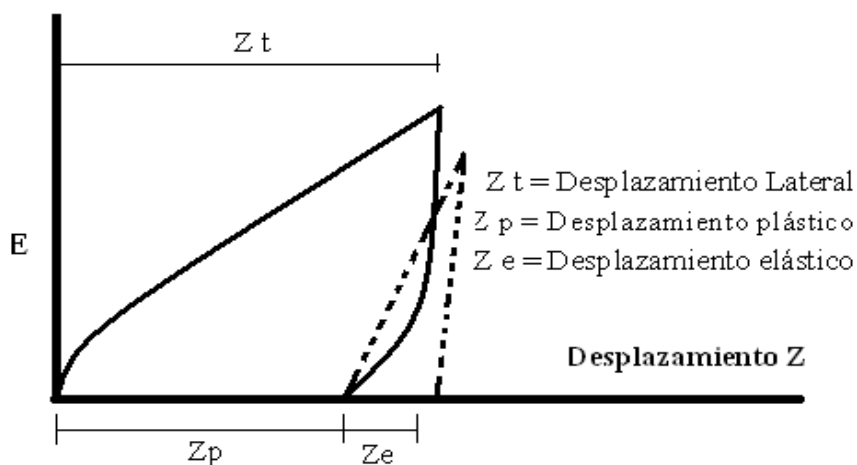
$$K = \frac{0.07}{w} \text{ (en MPA/m}^3\text{)}$$


Figura N° 5. Ensayo de placa (2 cargas)

Aproximación del módulo a partir del valor del CBR.

El ensayo CBR se usa para caracterizar los suelos sensibles al agua.

Por facilidad, siempre se ha querido obtener a partir de un valor de modulo que sea directamente utilizable para de espesores mediante el método racional.

Entre las correlaciones que se han propuesto, se puede citar:

- La fórmula $E = 6.5 CBR^{0.65}$ (MPA), propuesta por Jeuffroy y Bachelez. Esta fórmula parece pesimista sobre los suelos buenos, cuando se interpretan medidas de deflexión.
- La fórmula $E = 10CBR$ (MPA), propuesta por Shell, liga el modulo dinámico es siempre superior al estático, luego esta fórmula sobreestima el módulo de los suelos.

Se propone trabajar con la formula $E = 5CBR$ (MPA). Se destaca la gran importancia de este valor E, ya que es vital en el cálculo del valor límite de ε .

1.1.4.8 INFLUENCIA DEL DESVIADOR PARA UN NÚMERO DE CICLOS DE CARGA DADO.-

Para un número de ciclos de carga dado, la deformación crece en forma lineal con el esfuerzo máximo aplicado, siempre y cuando no se sobrepase el valor crítico.

Cuando esto sucede, la deformación crece rápidamente con el esfuerzo; el fenómeno depende de la naturaleza del material.

El parámetro representativo del estado de esfuerzo se define por:

$$K = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{límite}}}$$

Donde $\sigma_1 - \sigma_3$ representa el esfuerzo desviador efectivo aplicado durante el triaxial y $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{límite}}$ el valor que conduce a la ruptura en la primera carga.

Si se representa la aplicación del esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ hasta la obtención de una deformación plástica ε_p fija, se encuentra un número de ciclos N tales que

$$\text{Log } K = a - b \text{ Log } N$$

Para una calzada tradicional, el valor ε_p de la deformación plástica se relaciona con el ahuellamiento y con el nivel de servicio a N repeticiones de carga.

El valor b varía con la naturaleza del suelo y el contenido de agua.

1.1.4.9 LÍMITES USUALMENTE ADMITIDOS DE DEFORMACIÓN ELÁSTICA PARA UN SUELO EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE CICLOS.-

Independientemente de los ensayos de laboratorio, diferentes autores han buscado establecer el límite denominado deformación elástica ε_z (o esfuerzo vertical admisible), para un suelo, en las calzadas flexibles.

Con la ayuda de modelos matemáticos y de diversos resultados de ensayos, se ha encontrado que la ecuación límite es de la forma:

$$\text{Log } \varepsilon_z = A - B \log. N \quad \varepsilon_z = A N^{-B}$$

Si se iguala con lo obtenido en el laboratorio y el término K se reemplaza por ε_z se tiene:

$$\text{Log } (\sigma_1 - \sigma_3) = a + \log (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ lim.} - b \log N$$

$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_1 - 2\nu_{2\sigma_1})}{E_2}$ en el caso de una carga circular, E_2 y ν_2 designan el módulo y el coeficiente de Poisson del suelo.

El esfuerzo σ_3 es bajo comparado con σ_1 y $(\sigma_1 - \sigma_3) = E_2 \varepsilon_z$, lo que permite escribir:

$$\text{Log } \varepsilon_z = a - \text{Log } E_2 + \log (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ lim.} - b \log N$$

Para un suelo dado $[a - \log E_2 + \log((\sigma_1 - \sigma_3) \text{ lim})]$ es una constante, que llamaremos A , por lo cual se tiene:

$$\text{Log } \varepsilon_z = A - b \text{ Log } N$$

Diferentes autores han propuesto los siguientes valores de los coeficientes A y b:

Universidad de Nottingham $\varepsilon_z = 2.16 \cdot 10^{-2} N^{-0.28}$

Fórmula Shell 1977 $\varepsilon_z = 2.80 \cdot 10^{-2} N^{-0.25}$

Fórmula de CRR $\varepsilon_z = 1.10 \cdot 10^{-2} N^{-0.23}$

Fórmula LCPC $\varepsilon_z = 2.10 \cdot 10^{-2} N^{-0.21}$

Otros autores introducen el esfuerzo σ_z sobre el suelo, en particular:

Heukelom
$$\sigma_z = \frac{0.006 E_p}{1 + 0.7 \log N} \quad (E_p; \text{ modulo dinámico})$$

Fórmula danesa
$$\sigma_z = 0.152 \varepsilon_z N^{-0.307}$$

Estas dos fórmulas utilizan el esfuerzo pero en realidad introducen $\frac{\sigma_z}{z}$ que es aproximadamente igual a ε_z

1.1.4.10 GRAVA NO TRATADA UN MATERIAL QUE SE COMPORTA COMO SUELO

Como en el caso de los suelos son posibles dos aproximaciones La teórica de laboratorio y un global in situ.

1.1.4.11 APROXIMACIÓN TEÓRICA DE LABORATORIO.-

Es un estudio de gravas no tratadas en el laboratorio (cámara triaxial) aparecen bajo carga una deformación plástica ε_p y una deformación elástica (o reversible) ε_r .

El módulo resiliente MR, se expresa como:

$$Mr. = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r}$$

- El módulo resiliente crece con el esfuerzo medio $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ según

$$\text{una relación del tipo } M_r = M_0 \sigma_i^\alpha$$

El exponente alfa decrece con la densidad seca Y_d es decir, que el comportamiento es más próximo a uno elástico cuando el coeficiente M_0 varía en sentido inverso.

El módulo resiliente depende en particular de la distribución granulométrica.

A continuación se presenta la variación del módulo con el esfuerzo medio para tres gravas no tratadas de granulometrías diferentes se puede ver en la figura que el modulo crece cuando se pasa de una grava arenosa a una media y de ésta a una gruesa.

1.1.4.12 APROXIMACIÓN EMPÍRICA EN SITU

La grava no tratada es un suelo particular cuyo modulo se podría determinar utilizando los ensayos de Placa. La interpretación usual del ensayo de placa supone que el masivo de grava sea de espesor finito (es decir un espesor importante en relación con el radio de carga,), algo que rara vez ocurre cuando se intenta medir directamente el módulo de una grava no tratada y se está en presencia de sistemas multicapas, por lo general.

El ensayo efectuado con la ayuda de tres placas de diámetros diferentes se llama ensayo tricapa, el cual permite en el caso de una estructura bicapa, deducir el valor de los desplazamientos medidos bajo la carga y los valores de los módulos de las dos capas que componen la estructura, o sea E_1 el módulo de cuerpo granular y E_2 el módulo de suelo soporte. Estos ensayos evidencian que es imposible dar al cuerpo granular un módulo propio E_6 independiente de la estructura estudiada, pero la relación de módulos E_1/E_2 varía entre dos y cuatro.

Entre estos límites se ha encontrado que el valor del módulo crece un poco con la calidad de la grava (curva granulométrica, limpieza) y con el espesor.

- Si se efectúa un ensayo de Placa para un masivo infinito de grava no tratada se mediría el módulo E6 representativo de la grava no tratada.
- El módulo E1 de los primeros centímetros inferiores de la grava no tratada no puede ser muy diferente del módulo E2 del suelo, pues de lo contrario existirían esfuerzos de tracción en esos primeros centímetros.
- El módulo E1 medido con la ayuda de un ensayo tricapa, representa un promedio de un módulo que varía entre E2 y E6.

Este esquema de decrecimiento del módulo en función de la profundidad es compatible con los resultados de los ensayos de laboratorio que muestra el crecimiento del módulo reversible con el esfuerzo medio. Una capa de espesor H de grava no tratada no tiene modulo propio; se le podrá asociar un módulo E1 en función del módulo E2 del suelo soporte según $E_1 = k(H) \cdot E_2$, en donde K (H) es una función creciente de la calidad de la grava.

$$(2 < K(H) < 4)$$

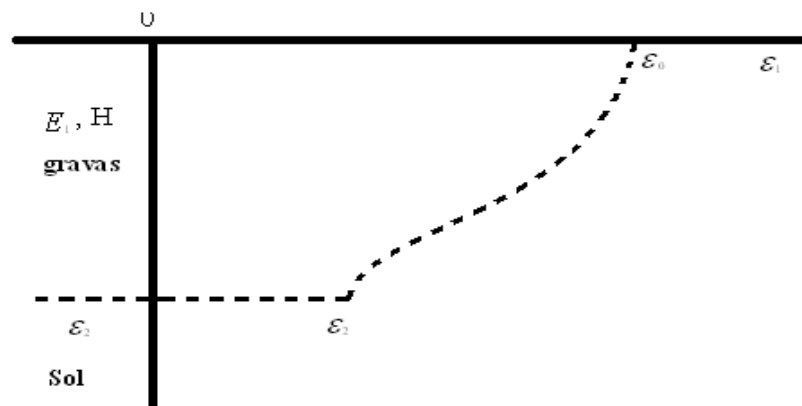


Figura N° 6. Variación del modulo sobre el espesor de una capa de grava no tratada

Ciertos autores entre ellos Claessen, lo relacionan como:

$$K = 0.2 H^{0.45}, \text{ donde } H \text{ es dada en Mm.}$$

1.1.5.- FATIGA EN LOS MATERIALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

En todos los métodos de diseño de pavimentos se acepta que durante la vida útil de la estructura se pueden producir dos tipos de fallas, la funcional y la estructural. La falla funcional se deja ver cuando el pavimento no brinda un paso seguro sobre él, de tal forma que no transporta cómoda y seguramente a los vehículos. La falla estructural está asociada con la pérdida de cohesión de algunas o todas las capas del pavimento de tal forma que éste no pueden soportar las cargas a la que está sometida. No necesariamente las dos fallas se producen al tiempo; en este caso se hará referencia a la falla estructural.

La falla estructural en un pavimento se presenta cuando los materiales que conforman la estructura, al ser sometida a repeticiones de carga por acción del tránsito, sufren un agrietamiento estructural relacionado con la deformación o la tensión horizontal por tracción en la base de cada capa; en este sentido la falla relaciona la deformación o la tensión producida con el número de repeticiones admisibles; esto se denomina falla por fatiga o sea por repeticiones de carga. Estos fenómenos que se producen en el pavimento durante su funcionamiento, pueden ser modelados en el laboratorio haciéndose los llamados ensayos de fatiga; el agrietamiento que se produce en los materiales cuando se hacen las pruebas de laboratorio sobre las muestras de materiales o a escala natural, se asocia con la respuesta resiliente (recuperable) del pavimento ante las cargas dinámicas; en estos ensayos se ha determinado que las grietas se propagan de la base de cada capa hacia arriba.

Los materiales que forman parte de la estructura se consideran homogéneos e isotrópicos y se supone que las capas tienen una extensión infinita en sentido horizontal.

En esta metodología se considera la estructura de pavimento como un sistema linealmente elástico, en el cual los materiales se encuentran caracterizados por:

- ✓ Módulos elásticos (E).
- ✓ Relación de Poisson (μ).

- ✓ El espesor de la capa (h).

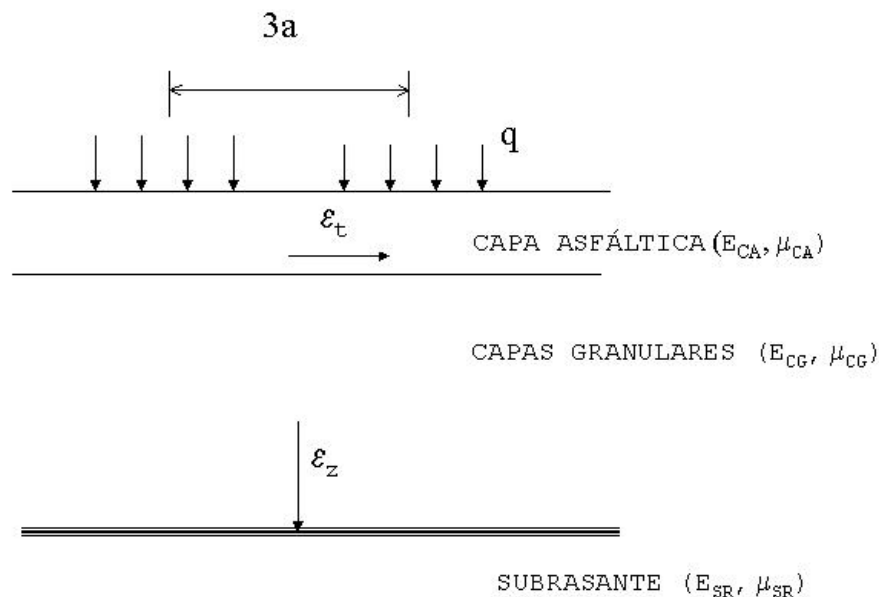


Figura N° 7. Estructura multicapas de un pavimento flexible.

En la figura 3 se puede observar un modelo multicapa en el que se supone la capa inferior (sub rasante) infinita en el sentido vertical, la capa intermedia representa las capas granulares y la capa superior representa los materiales bituminosos. La apropiada caracterización de los materiales constituye un aspecto de gran importancia en el diseño racional de pavimentos; sobre este tema se debe hacer mucha más investigación de la que existe hasta el momento en nuestro medio; las propiedades de los materiales se pueden obtener de varias maneras:

1. Ensayos de laboratorio combinados con ensayos no destructivos.
2. Estimación o uso de nomogramas con correlaciones estadísticas.
3. Comparación con materiales "estándar" de características similares.
4. Medición "in situ" basándose en ensayos no destructivos.

Como se considera que los materiales que conforman la estructura durante su vida útil están trabajando dentro del rango elástico, entonces la fatiga de estos es causada por repeticiones de carga (N) impuestas por el tránsito. Por consiguiente, el comportamiento

a la fatiga para las capas que conforman el pavimento se presenta normalmente como una relación entre las repeticiones de carga y la deformación. Entonces el pavimento flexible puede fallar de dos maneras:

- ✓ Que la deformación horizontal por tracción ϵ_t en la fibra inferior de las capas asfálticas, al flexionar ellas bajo la acción de las cargas, supere cierto límite admisible, en este caso se producirá agrietamiento en dichas capas.
- ✓ Que la deformación vertical ϵ_z por compresión de la sub rasante supere el límite admitido por ella, caso en el cual se presenta una deformación permanente y por consiguiente la del pavimento, en este caso se producirá ahuellamiento. Además se puede verificar que ϵ_z se mantenga dentro de los límites admisibles.

En términos generales la ley de fatiga de los materiales que conforman la estructura del pavimento según los resultados de ensayos de laboratorio se puede escribir:

Para la capa asfáltica

$$\epsilon_t = k N^{-a}$$

En donde:

ϵ_t = Deformación unitaria por tracción en la fibra inferior de la capa de material asfáltico.

N = Numero admisible de repeticiones de carga.

a, k = Parámetros que dependen del tipo de material de la capa, determinados experimentalmente.

Para la Sub rasante

$$\varepsilon_z = k N^{-b}$$

En donde:

ε_z = Deformación unitaria vertical en la capa superior de la sub rasante.

N = Numero admisible de repeticiones de carga.

b, k = Parámetros que dependen del tipo de material de la capa, determinados experimentalmente.

Cuando algunas de las capas de los materiales granulares que forman parte de la estructura de pavimento está tratada con cemento Portland, la ecuación de la ley de la fatiga que hay que verificar es la relacionada con la tensión horizontal de tracción como sollicitación crítica, está según los franceses (LCPC) es:

$$\sigma_{adm} = a (N/10^6)^{-1/12} \sigma_0$$

En donde:

σ_{adm} = Tensión admisible por tracción en la fibra inferior de la capa de material.

N = Numero admisible de repeticiones de carga.

a = Parámetros que dependen del tipo de material.

σ_0 = Resistencia a la flexo tracción del material.

1.1.5.1 MATERIALES ASFÁLTICOS

Estos materiales presentan la particularidad de que para un nivel de esfuerzo fijo, la deformación depende del tiempo. La analogía mecánica de un sólido elástico hace que intervengan una serie de resortes; se toma para ello un modelo de kelvin-Voigt

Se dice que el comportamiento de estos materiales es visco elástico. Esta propiedad se explica por la dependencia del módulo con la frecuencia de aplicación de la carga: el modulo es elevado cuando se somete el material a una sollicitación rápida (cuando la calzada sufre el paso del vehículo que circula a una velocidad normal (60 Km./h)). El modulo es bajo cuando se somete el material a una sollicitación lenta (vehículos que ruedan a velocidades muy bajas o que están estacionados).

La segunda variable que influye sobre el modulo es un material bituminoso es la temperatura, donde con altas temperaturas el modulo disminuye. Los otros parámetros que influyen sobre un concreto asfáltico son su composición, su compacidad y la naturaleza del asfalto.

1.1.5.2 MÓDULO DE DEFORMACIÓN

En un ensayo de flexión dinámica, el esfuerzo inducido es de la forma:

$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t)$; tomando en cuenta un carácter visco elástico del material, la deformación sufre un retardo sobre el esfuerzo que se traduce por un ángulo de desfase φ . Se tiene que $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t + \varphi)$, se tiene que en notación imaginaria el modulo se escribe:

$$E^*(i\omega) = I E^* \exp(i\varphi) = E_1 + i E_2$$

Este módulo complejo se puede caracterizar por dos componentes:

$I E^* I = (E_1^2 + E_2^2)^{0.5}$, llamado módulo de rigidez.

El ensayo de flexión dinámica que permite definir el modulo se efectúa sobre probetas trapezoidales empotradas en la base.

Se puede obtener la solución exacta de las vibraciones de flexión de la viga a perfil trapezoidal a partir del estudio hecho por MacLachlan, para las vibraciones de la viga a perfil triangular.

El resultado al cual se llega es bien complicado cuando se pasa al caso visco elástico, pues los argumentos se vuelven complejos. Se recurre entonces a la siguiente aproximación de Rayleigh.

a) Deformación Relativa.

Dentro del caso de la aproximación de Rayleigh, la deformación relativa dentro de la fibra extrema de una sección de abscisa “X” está dada para la consola a perfil trapezoidal, por:

$$E_x^+ = ((h_0 - h_1) / (2L R_n)) * ((x-a) / x^2) * Z_a^+$$

Donde el origen de las ábsidas es el definido anteriormente.

Dentro de esta expresión:

h_0 = base mayor del trapecio (altura de la sección del empotramiento).

h_1 = base menor (altura de la extremidad libre)

L = altura del trapecio (longitud de la probeta).

$$R_n = n(2-2/2) - \log n - 3/2$$

Donde:

$$N = h_1 / h_0 = a / L$$

Z_a^+ = movimiento de la extremidad libre de la probeta.

C) El esfuerzo máximo en la fibra más tensionada

$$\sigma_{\max} = (M * b * 2 \operatorname{sen}^3 \alpha * \operatorname{coz} \alpha) / (2 * 1 * 3 (\alpha - \operatorname{zen} * \operatorname{coz} \alpha)) = \beta * M * h / (2 * 1)$$

Siendo:

M = momento flexionante $P \cdot X$.

X = distancia de origen de coordenadas a la sección más solicitada.

h = largo de la sección de la probeta en la porción más solicitada, $2X \tan \alpha$.

α = ángulo que define el ahusamiento de la cuña.

I = Inercia de la probeta.

c) Modulo de Rigidez

Para simplificar los cálculos y con base en la teoría según la cual debido al carácter débil de las deformaciones manejadas la parte compleja de dicho parámetro no tiene mayor injerencia sobre los resultados, se tomará: $E = \sigma_t / \varepsilon_t$, siendo σ_t y ε_t valores reales.

1.1.5.3 INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA Y DE LA FRECUENCIA

En la representación de las curvas isotérmicas del módulo complejo, aparece sobre ellas que la influencia de la frecuencia de la carga es más fuerte para las altas temperaturas que para las bajas.

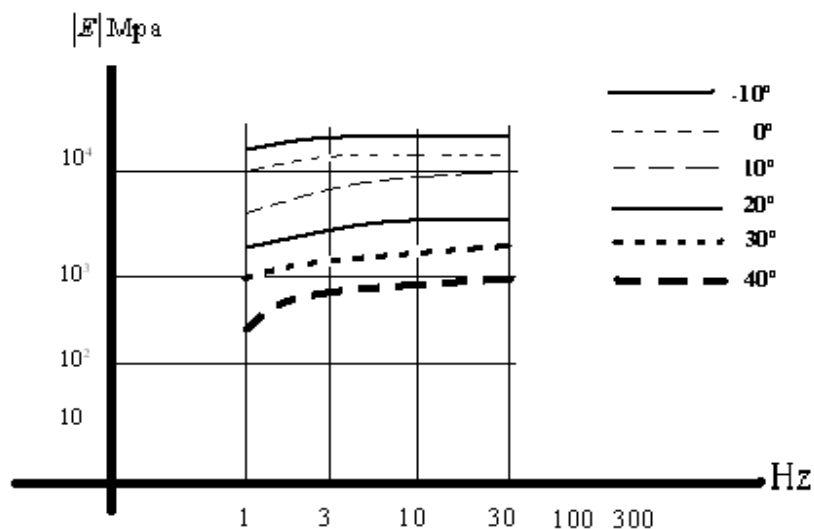


Figura N° 8. Influencia de las cargas en el módulo de un material bituminoso.

La influencia de la temperatura sobre el modulo es muy importante porque este se divide por diez cuando la temperatura varía de 10° a 40° C.

La frecuencia se calcula a partir del estudio de la variación de la deformación ε en un punto A en el tiempo t con el paso de la carga rodante.

La frecuencia de sollicitación depende de la distancia entre los dos extremos del diámetro de la rueda y de la velocidad de la carga.

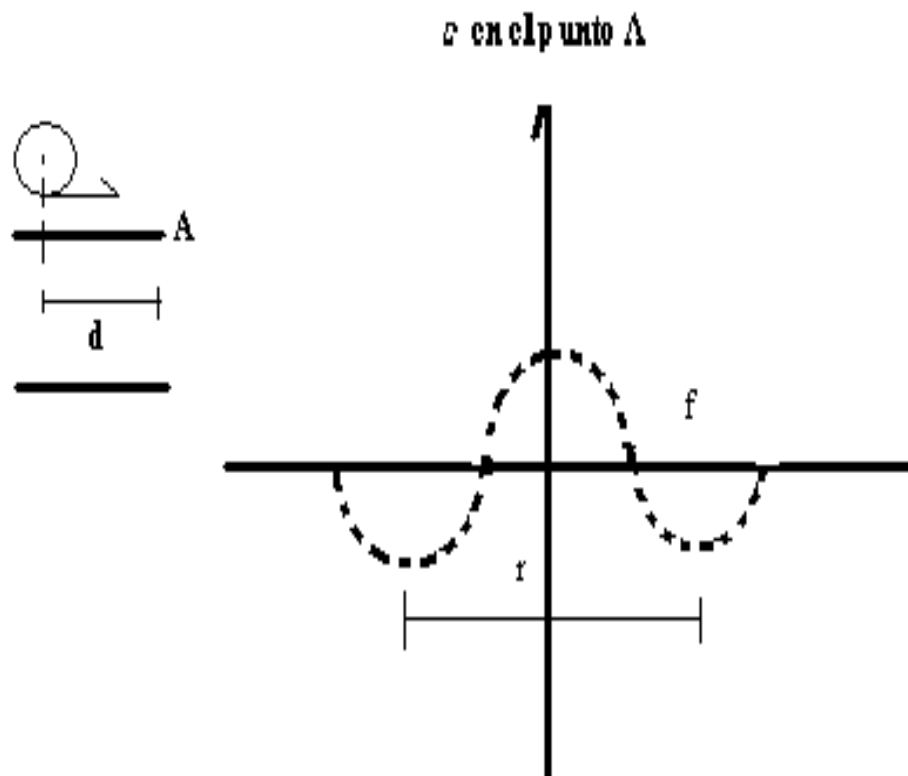


Figura N° 9. Selección de la frecuencia

Los cálculos se efectúan para 10 Hz, el cual corresponde a un módulo 7000 MPA.

Tabla N° 2

Valores de la frecuencia y del periodo dependiendo de la velocidad del vehículo y del tipo de revestimiento

velocidad del vehículo tipo de revestimiento	10 m/s	25 m/s
Delgado L = 0,50 m	T = 0,05 s f = 10 Hz	T = 0,02 s f = 50 Hz
Grueso L = 2m	T = 0,05 s f = 5 Hz	T = 0,08 s f = 12,55 Hz

Donde L es la longitud de onda.

Valores de la frecuencia y del periodo dependiendo de la velocidad del vehículo y del tipo de revestimiento

Frecuencia			
(Hz)	5Hz	20 Hz	80 Hz
Módulo (MPa)	6,000	8,000	10,000

1.1.5.4 ENSAYOS DE FATIGA

Estos ensayos se realizan en tracción por flexión sobre probetas trapezoidales empotradas en la base, repitiendo un nivel de esfuerzo o de deformación hasta la ruptura. La temperatura del ensayo es de 10°C y la frecuencia es de 25 Hz, según norma NF P 98-261-1.

Existen dos clases de ensayos:

1. A esfuerzo constante.

El ensayo puede efectuarse ejerciendo en la cabeza de la probeta un esfuerzo F , que se mantiene constante durante la totalidad de éste. En este caso y teniendo en cuenta el daño de la probeta, el desplazamiento de la cabeza de la misma crece constantemente durante el ensayo.

2 A Deformación Constante

El ensayo de fatiga, efectuado a deformación constante es menos disperso que el ensayo hecho a esfuerzo constante. La desviación estándar sobre el logaritmo del número de ciclos para un nivel de sollicitación de 10^6 ciclos es de uno parta un ensayo realizado a esfuerzo constante (como para gravas tratadas con ligantes).

Los ensayos de fatiga se efectúan generalmente a deformación ε constante. La curva de fatiga es lineal en la escala logarítmica. $\log(\varepsilon)$ es función lineal del logaritmo del número de ciclos.

$$\varepsilon = A N^{-b} \quad 1/b \text{ pendiente de la curva} = 5 \text{ para asfálticos.}$$

Para niveles de sollicitación idénticos, el ensayo con esfuerzo constante es más severo que el ensayo de deformación constante, es decir, que la ruptura de la probeta se produce primero.

En el segundo caso, la ruptura no se observa realmente al final del ensayo, pero se define una ruptura convencional cuando el desplazamiento en la cabeza de la probeta tiene un valor del doble de lo establecido al comienzo del ensayo.

1.1.5.5 INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA

Las propiedades de los materiales bituminosos están muy ligadas a la temperatura.

Los ensayos más corrientes se efectúan a 10°C , pero pueden hacerse a otras temperaturas. En estos estudios se muestra que la deformación ε_0 , que conduce a la ruptura a $N = 10^6$ ciclos, está ligada efectivamente a la temperatura.

La función $\varepsilon_t(\theta)$ es en general una función creciente, que a partir de 0° se nota que sobre una escala de temperatura $\varepsilon_t(\theta) \sqrt{E(\theta)}$ permanece constante.

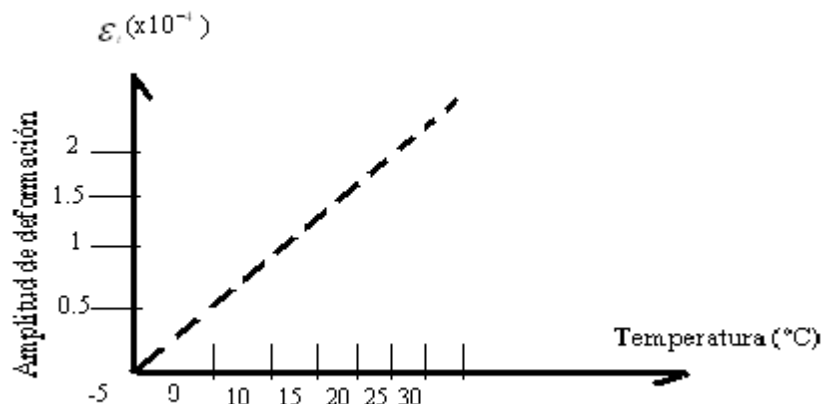


Figura N° 10. Deformaciones admisibles a $N = 10^6$ ciclos en función de la temperatura

1.1.5.6 ENSAYOS DE TRACCIÓN DIRECTA

El ensayo de fatiga no es el único de tipo mecánico que se efectúa sobre materiales asfálticos.

Los ensayos convencionales de compresión simple o de compresión diametral (ensayo brasileño) son también útiles, pero a diferencia de lo que se comprueba para materiales tratados con ligantes hidráulicos, estos ensayos no permiten obtener una ley de fatiga para tales materiales.

El ensayo de tracción directa consiste en imponer un desplazamiento ε a la probeta que se va a estudiar, asociando el ensayo tres velocidades de deformación y tres temperaturas, lo que permite una estimación de la deformación ε_6 a 10^6 ciclos y a 10°C .

El valor del módulo a 30°C permite hacerse una idea de la susceptibilidad del material al ahuellamiento. Este ensayo es interesante ya que gracias a él se puede

obtener rápidamente información sobre el comportamiento en fatiga de materiales extraídos de la calzada, a condición de que su espesor sea superior a 8 cm.

Tabla N° 3.

Valores del módulo ε_0 , dependiendo de la estructura

10^6 Ciclos		
Concreto bituminoso	E = 6.000 MPA	$\varepsilon_0 = 160 \times 10^{-6}$
Grava Bituminosa	E = 8.000 MPA	$\varepsilon_0 = 120 \times 10^{-6}$

La curva de k a fatiga tiene una pendiente igual a cinco es decir que por 10^N la deformación a la ruptura está dada por:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_6 \left(\frac{NE}{10^6} \right)^{-0.2}$$

1.1.6.- MODELACIÓN MECANICISTA DE UN PAVIMENTO RÍGIDO

El análisis del funcionamiento de las calzadas reposa sobre tres dimensiones principales de elementos:

- El seguimiento experimental de secciones de calzadas y la observación a lo largo del tiempo.
- El estudio sobre el modelo matemático.
- El estudio del comportamiento de los materiales en laboratorio.

Los modelos de la mecánica de calzadas que se utilizan para el dimensionamiento de las calzadas en concreto son: el modelo de Westergaard y el modelo de Burmister.

1.1.6.1 EL MODELO DE WESTERGAARD (1926)

Anterior al modelo de Hogg, sigue la lógica del modelo de Boussinesq, El modelo de Westergaard conduce a una aproximación diferente. La complejidad relativa del modelo de Hogg, proviene en efecto de la naturaleza misma del masivo de Boussinesq, que soporta la calzada.

Partiendo del principio que la hipótesis de un masivo de Boussinesq para el soporte de la calzada no es sino una hipótesis simplificada (el comportamiento del suelo es infinitamente más complejo); Westergaard ha adoptado para el suelo otra hipótesis significativa que facilita los cálculos.

La hipótesis de placa delgada para la calzada, del modelo de Westergaard lleva a cabo la esquematización del suelo así:

Este se asimila a un sistema de resortes cuyo desplazamiento vertical en un punto (w), es proporcional a la presión vertical (v) en ese punto, o sea $v = K w$.

El modelo de cálculo adoptado se esquematiza en la figura 1, éste modelo es todavía muy utilizado. En efecto, las hipótesis simplificativas que comporta permiten tratar problemas que otros modelos (Hogg y Burmister) no pueden resolver y, en particular, los problemas de carga en el borde o esquina de la placa en concreto.

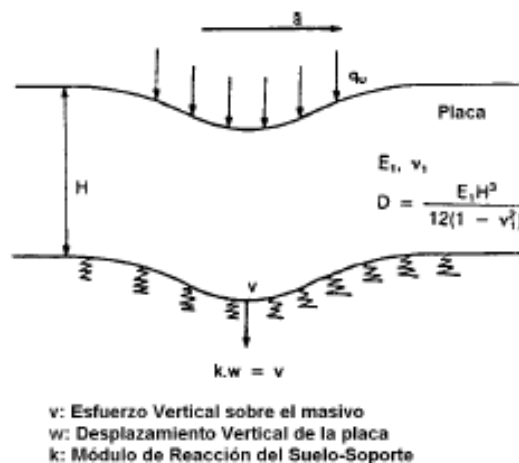


Figura N° 11. Esquema del modelo de Westergaard.

En el modelo aparece una variable fundamental del comportamiento de los materiales tratados con ligantes hidráulicos, el radio de rigidez de la placa:

$$l = \sqrt[4]{\frac{(E_1 \times H^3)}{(12 \times (1 - \mu^2)) \times K}}$$

P es la carga aplicada y a es el radio de carga del esfuerzo de tracción en la base de la calzada:

$$\sigma_T = \frac{P}{H^2} \times C \times \left(\frac{1}{a}\right)$$

Donde C, es una función creciente del, que depende de la posición de la carga. Para una carga circular en el centro de una placa, por ejemplo, éste resultado se aproxima al que da el modelo de Hogg:

$$\sigma_T = \frac{P}{H^2} \times \frac{(1 + \nu)}{2} \times F \left(\frac{E_1}{E_2} \times \frac{H^3}{a^3} \right)$$

En los dos casos, la influencia del espesor se representa por H^3 y el soporte por E_1/K ó E_1/E_2 , según el modelo. La influencia de una variación del modelo del suelo soporte o de la calzada es bajo comparativamente al de la variación del espesor de la calzada.

1.1.6.2 LOS MODELOS MULTICAPAS (BURMISTER, 1943)

El modelo bicapa permite determinar las grandes tendencias de variación (rol del espesor, rol de la relación de módulos entre capas, influencia del radio de carga) pero se limita a un bicapa; lo que hace necesario pasar a modelos de n capas, ya que éstos facilitan enormemente la esquematización de las estructuras: Una estructura tradicional, se representa mejor por un esquema tricapa (suelo, cuerpo granular y capa de rodadura). En los estudios de refuerzo, los esquemas de estructuras que hacen intervenir un número de capas más importante son deseables (por ejemplo tres capas

para la antigua calzada y dos adicionales para el refuerzo). Burmister, trata el problema general de n capas tal como se esquematiza en la figura No. 2

Se trata de un modelo muy poderoso ya que:

- Todas las capas se tratan como sólidos elásticos (la hipótesis de placa se evita).
- Las interfaces entre placas pueden ser pegadas o despegadas y una misma estructura puede tener tanto capas pegadas como despegadas.
- En el caso de cargas múltiples (ejes simples, tándem o triden), pueden tratar adicionando los efectos de capas elementales.

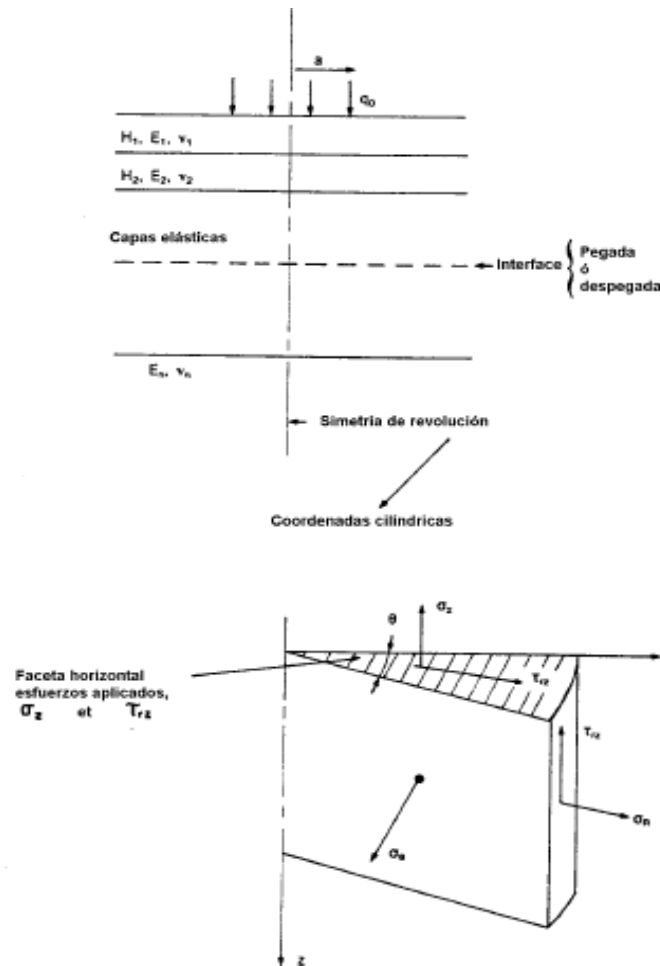


Figura N° 12. Esquema del modelo de Burmister.

1.1.7 FATIGA DE LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

1.1.7.1 MATERIALES TRATADOS CON LIGANTES HIDRÁULICOS

Los ensayos de laboratorio hechos sobre los materiales tratados con ligantes hidráulicos consisten en someter probetas fabricadas según un proceso normalizado a esfuerzos también normalizados y medir las deformaciones asociadas a estos esfuerzos y los que producen la ruptura.

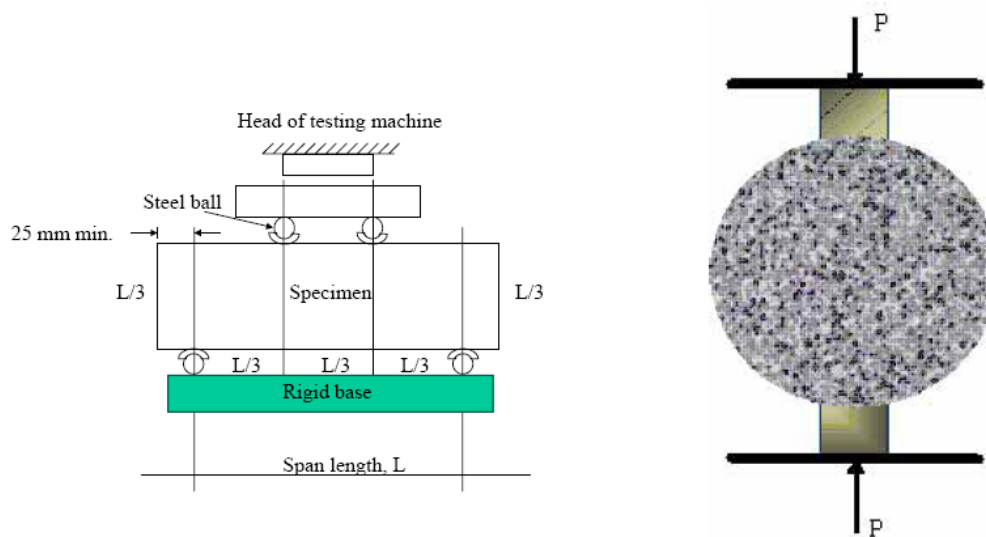


Figura N° 13. Ensayos de flexión y tracción indirecta

- Ensayos de Tracción Directa.- El esfuerzo de tracción se ejerce sobre las dos caras planas de una probeta cilíndrica. Se nota que R_t es la resistencia a la tracción así obtenida.
- Ensayo de Tracción Indirecta (Ensayo de compresión Diametral o Ensayo Brasileño).- El esfuerzo de tracción se obtiene rompiendo una probeta cilíndrica entre dos planos paralelos. Los esfuerzos se ejercen según dos generatrices diametralmente opuestas; se nota R_{tb} .

- Ensayo de Tracción por Flexión.- Diversos procesos conducen a ejercer un esfuerzo de tracción por flexión. Se ha estandarizado este ensayo, que consiste en aplicar un esfuerzo en la cabeza de una probeta empotrada en la base. El ensayo de flexión por tres puntos se utiliza para estudiar el concreto de cemento.

1.1.7.2 RESULTADO DE ENSAYOS

Los ensayos tratados con ligantes hidráulicos fraguan lentamente.

El resultado de los ensayos varía con el tiempo.

- Los ensayos no deben hacerse en la jornada de la tarde porque son demorados.
- Los valores obtenidos deben ser representativos del estado final del material porque es lo que importa para el dimensionamiento de calzada.

Los ensayos son efectuados a:

- 90 días para los materiales tratados con cementos y cenizas volantes sulfocálcicas
- 180 días para los materiales tratados con escorias, cenizas volantes silicoaluminosas y puzolanas –cal.

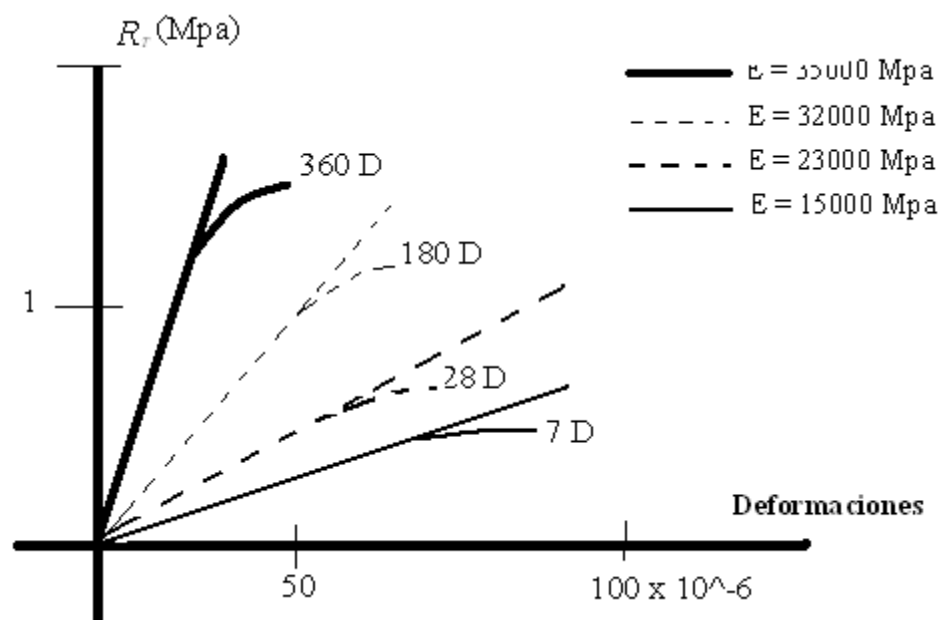


Figura N° 14. Comparación entre los resultados de diferentes ensayos (R_C , R_T , R_F , R_{TS})

Las relaciones entre las resistencias convencionales son relativamente constantes de un material a otro.

$$\frac{R_C}{R_t} = 8 \text{ a } 12; \quad 8-10 \text{ arenas tratadas, } 10-12 \text{ gravas tratadas.}$$

$$\frac{R_F}{R_T} = 1.5 \text{ a } 2.0$$

$$\frac{R_{TB}}{R_T} = 1.12 \text{ a } 1.8; \quad 1.2-1.5 \text{ arenas tratadas, } 1.4-1.8 \text{ Gravas Tratadas}$$

1.1.7.3 CURVAS DE ESFUERZO DEFORMACIÓN-DEFINICIÓN DEL MODULO “E”

Cualquiera que sea el módulo de sollicitación mecánica de la probeta, se puede medir la deformación durante el ensayo y trazar desde el inicio del ensayo hasta la ruptura de la probeta la curva de variación del esfuerzo o en función de la deformación ε

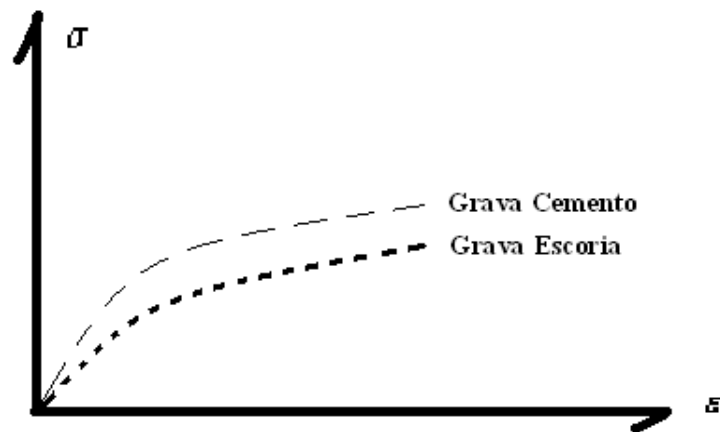


Figura N° 15. Ensayo de compresión de un material tratado con Ligantes hidráulicos

El comportamiento de estos materiales es elástico pero no casi lineal. Por ejemplo:

- En compresión, las gravas cemento y las gravas cenizas volantes presentan un comportamiento lineal hasta un 60 a 70 % de la resistencia a la compresión y las gravas escoria hasta un 40 %.
- En tracción, las gravas cemento y las gravas cenizas volantes presentan un comportamiento lineal hasta el 80 % de la resistencia a la tracción y las gravas escoria hasta un 60%.
- La toma del valor numérico sobre la curva de esfuerzo deformación se efectúa de manera convencional al tercio de la carga de ruptura; esta decisión se debe al hecho de que en la calzada los materiales trabajan a un esfuerzo inferior a la carga de ruptura.

Los órdenes de magnitud de los módulos de diferentes materiales son los siguientes:

- Gravass escorias: 15000 a 20000 MPA
- Gravass Cemento: 20000 a 30000 MPA
- Gravass Cenizas Volantes: 30000 a 40000 MPA
- Arenas Tratadas: 4000 a 18000 MPA

La relación entre el modulo E y La resistencia a la tracción directa R_T es casi constante.

$$\frac{E}{R_T} = 30000 \text{ para una grava cemento}$$

$$\frac{E}{R_T} = 25000 \text{ para una grava escoria}$$

1.1.7.4 ENSAYOS DE FATIGA

Estos ensayos se efectúan en flexión sobre probetas prismáticas trapezoidales, repitiendo en cada una de ellas la aplicación de un nivel de esfuerzo preestablecido, hasta la ruptura de la probeta.

Se deduce la curva de fatiga que correlaciona el esfuerzo σ con el número de ciclos a la ruptura N . Para los materiales tratados con ligantes hidráulicos, la curva de fatiga se presenta muy definida.

Para una recta de coordenadas semilogarítmicas, es decir $\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1 - a \log \sigma_0$ es igual a

R_F porque la ruptura al primer ciclo de carga. El valor de a es $1/12$ para la mayor parte de los materiales tratados con ligantes hidráulicos, lo que significa que para la aplicación de un esfuerzo de ruptura por flexión ($\sigma = R_F/2 - R_T$).

1.1.7.5 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA CALZADA EN CONCRETO DE CEMENTO

Los fenómenos de fraguado afectan las calzadas en concreto de cemento y originan discontinuidades: las fisuras para el concreto armado en continuo y juntas transversales para las estructuras no armadas.

En una placa de concreto, los esfuerzos debidos al tráfico son más importantes cuando las cargas se disponen cerca a las juntas transversales, en una esquina o en el borde que cuando ellas están en medio de la placa.

Los gradientes térmicos provocan deformaciones en la placa, sumadas a las que provoca su propio peso.

Estas solicitaciones cíclicas son de muy baja frecuencia en comparación con el tráfico; ellas dependen de un efecto de modificación o mayor ración de los esfuerzos debidos a las cargas rodantes.

Los esfuerzos bajo carga en el medio de la placa son calculados asimilando la calzada en concreto a una estructura continua. Las discontinuidades y los efectos de gradientes térmicos son tomadas en cuenta mayorando los esfuerzos precedentes por un coeficiente que depende de la calidad de la transferencia de cargas entre las placas durante la duración del servicio de la calzada. Este coeficiente ha sido determinado en función de la frecuencia de los gradientes térmicos y de la acumulación de los esfuerzos debidos al tráfico.

El cálculo se efectúa sobre un multicapa elástico con las condiciones siguientes:

- La interface de la capa de sub-rasante se considera pegada.
- Para el concreto pre vibrado la capa de base no está pegada con la del soporte.

Las disposiciones que se toman en cuenta en la puesta en obra para desolidarizar la capa de base de su soporte (interposición de una emulsión, o de una hoja de polietileno, o una doble capa de curado cuando la fundación es en concreto pobre) a fin de limitar la fisuración de fraguado no controlado y prevenir la remontada de las fisuras en las edades jóvenes.

La eventual capa de rodadura es un material bituminoso y se encuentra pegado a su soporte.

1.1.8 CRITERIOS RETENIDOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO

❑ Las estructuras con capa de fundación

Las estructuras en concreto con capa de fundación se calculan en función de la ruptura por fatiga de la capa de base y de la capa de fundación, verificando que los esfuerzos de tracción en estas capas sean inferiores a los valores admisibles.

Las deformaciones verticales en la superficie de la plataforma soporte son suficientemente pequeñas para que no sea necesario determinarlas en el diseño.

❑ Estructuras en concreto de armado en continuo

Cuando la capa de sub-rasante que se trata es de muy buena calidad, la capa de fundación no es necesaria para una estructura en concreto armado en continuo. La capa de forma se toma en cuenta para el cálculo de la estructura por un estudio global de la capa de forma/calzada. Para evitar la erodabilidad del soporte se debe colocar como mínimo una capa de 5 cm de espesor sobre la capa de la sub-rasante.

- Determinación del esfuerzo de tracción admisible $\sigma_{t.ad}$ en la capa de base en concreto.

El valor de $\sigma_{t.ad}$ está dado por la relación:

$$\sigma_{t.ad} = \sigma_t (N.E) k_r k_d k_c$$

$\sigma_t (N.E)$: Esfuerzo para la cual la ruptura en tracción por flexión es obtenida para N.E cargas.

N.E: Número de cargas equivalentes calculadas a partir del tráfico acumulado y del coeficiente de agresividad CAM.

$$\Sigma t (N.E) = \sigma_6 (NE/10^6)^b$$

- k_r es un coeficiente que ajusta el valor de la deformación admisible al riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor (desviación estándar S_h) y sobre los resultados de los ensayos de fatiga. (desviación estándar S_N).

$$K_r = 10^{-ub\delta}$$

U: Variable centrada reducida asociada al riesgo r

B: pendiente de la ley de fatiga del material (ley vi-logarítmica)

Δ : desviación estándar de la distribución del Log N a la ruptura.

$$\delta = [SN^2 + (c^2/b^2) S h]^{0.5}$$

C: coeficiente que relaciona la variación de los esfuerzos con la variación aleatoria del espesor de la calzada, Δh , ($\log = \log \sigma_0 - C \Delta h$). Para las estructuras corrientes, el valor de c es de 0.02cm^{-1} .

• k_d es un coeficiente de calibración introducido para tener en cuenta las discontinuidades de las estructuras de las calzadas en concreto y la incidencia de los gradientes térmicos (mayor ración del esfuerzo calculado en la mitad de la placa con el modelo continuo). los valores recomendados para tomar k_d son los siguientes:

Tabla N° 4 Coeficiente k_d para las calzadas en concreto

	K_d
Estructuras sin pasadores y no armadas	1/1.70
Estructuras con pasadores	1/1.47
Concreto armado continuo	1/1.47

- k_c es un coeficiente de corrección destinado a ajustar los resultados del modelo de cálculo con el comportamiento observado de calzadas del mismo tipo. Para las calzadas en concreto el valor actual que se toma para el coeficiente de corrección es 1.5 cuando se utilice la resistencia del concreto en tracción por flexión.

- Determinación del esfuerzo de tracción admisible $\sigma_{t,ad}$ en la capa de fundación en un concreto pobre o con materiales tratados con ligantes hidráulicos.

El valor de $\sigma_{t,ad}$ está dado por la relación:

$$\Sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE) k_r k_c k_s$$

Dónde: $\sigma_t(NE)$, k_r , k_c , k_s tienen las mismas definiciones que para las calzadas tratadas con ligantes hidráulicos.

- Valores de riesgo para las calzadas en concreto

Para las calzadas en concreto sobre una capa de fundación se considera que:

En una primera fase, los desarrollos de las degradaciones en la capa de base y en la capa de fundación son independientes.

- El comportamiento de la capa de base no está influenciado por la degradación de la capa de fundación sino después de un cierto tiempo.

Por lo tanto:

- Para las estructuras sin dispositivo de transferencia de carga entre las placas, si r_1 es el riesgo de cálculo retenido para la capa de base, el riesgo de cálculo retenido para la capa de fundación se toma igual a $r_2 = 2r_1$,

- Para las estructuras en concreto armado en continuo y el concreto con pasadores, el riesgo de cálculo r_2 se toma igual al 50%.

• Dimensionamiento del acero

Los aceros se aplican en todas las técnicas de construcción de placas o concreto armado continuo. Los aceros de transferencia se colocan en el sitio en las juntas a fin

de tener la junta cerrada; la transferencia de carga se asegura por el confinamiento de los perfiles laterales con las bandas o bermas adyacentes. Su utilización es necesaria para las juntas de las placas de concreto que soporten un tráfico superior o igual a T1. Los hierros se colocan perpendicularmente al plano formado por la junta y en la mitad del espesor de la placa.

Su longitud es al menos igual a 0.60 m.

La sección de hierros por metro de longitud está dada por la fórmula:

$$S = (F l P) / L_s$$

Con:

F: Coeficiente de fricción del concreto sobre el suelo de soporte, generalmente se toma igual a 1.5

L: Longitud que separa a la junta con el borde libre más próximo.

P: Peso del revestimiento por metro cuadrado.

L_s : Esfuerzo admisible en el acero, se toma igual al 75 % del límite elástico.

El diámetro del hierro se escoge a partir de la sección S, a fin de que su separación esté comprendida entre 0.70 y 1 m.

Los Pasadores para las Calzadas de Placas

Los separadores deben ser hierros redondos lisos, que permitirán transferencia de carga entre dos placas, ellos se localizarán paralelamente al eje de la calzada y se colocarán en la mitad de la placa.

• **Características de los Pasadores**

Tabla N° 5 Características de los Pasadores

Espesor de la placa (cm)	Diámetro de pasadores (cm)	Longitud de pasadores (cm)	Separación de pasadores (cm)
13 a 15	2	40	30
16 a 20	2.5	45	30
21 a 28	3	45	30
29 a 40	4	50	40
41 a 50	4.5	55	45

• **Las armaduras longitudinales de concreto armado continuo**

Las armaduras longitudinales se colocan en el sitio en las estructuras armadas continuas a fin de:

- Repartir los esfuerzos de fraguado del concreto,
- Prevenir la apertura de las fisuras.

Estas armaduras se colocan en un plano paralelo a la superficie de la calzada:

- Bajo la fibra neutra (a la mitad del espesor de la placa), en la zona que se comprime bajo las cargas rodantes,
- A mas de 8 cm de la superficie de la calzada para evitar la corrosión.

La relación p de las secciones de acero y del concreto es función de la adherencia entre los dos materiales, del grado del acero y de la resistencia a la tracción del concreto. La relación p será igual a:

$$p = 0.67 (f_t / 3.3)$$

f_t es la resistencia media en tracción por flexión del concreto a 28 días (ó 56 días si el concreto es de fraguado lento). El diámetro de las varillas debe estar entre 12 y 16 Mm.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

2.1.- DISEÑO AVANZADO POR MÉTODOS RACIONALES

El procedimiento de diseño por la metodología racional consiste en escoger una adecuada combinación de espesores de capas y características de materiales (E , μ , h) para que los esfuerzos y deformaciones (σ_z , ϵ_z y ϵ_r) causados por las solicitaciones a que se somete la estructura, permanezcan dentro de los límites admisibles durante la vida útil de la estructura que están constituyendo.

En términos generales, con las leyes de fatiga de los materiales se puede encontrar las deformaciones, esfuerzos y deflexiones admisibles de los materiales y con la teoría de esfuerzo y deformación en una masa de suelo se encuentran las deformaciones, esfuerzos y deflexiones actuantes en la estructura de pavimento.

Teniendo en cuenta la gran capacidad de las herramientas computacionales actuales y con una adecuada caracterización de los materiales, se pueden programar las ecuaciones diferenciales para calcular los esfuerzos, deformaciones y deflexiones a las que está sometido el pavimento y la sub rasante por acción de las cargas impuestas por el tránsito; en nuestro medio se tiene fácil acceso a programas como el DEPAV del paquete INPACO del Instituto de Vías de la Universidad del Cauca, también existen otros programas como ALIZE III, BISAR, CHEVRON, ELSYM 5, KENLAYER, EVERSTRESS, FLAC3D 2.00 (Modelo elástico no lineal), etc., que realiza estos cálculos; obtenidos los esfuerzos, deformaciones y deflexiones pueden ser comparados con los límites admisibles obtenidos por medio de las leyes de la fatiga de los materiales.

Cuando hay que estimar la capacidad estructural de un pavimento en servicio que está llegando al final de su período de diseño se recurre a medir el desplazamiento vertical del pavimento (deflexión) bajo una carga estándar predeterminada; esta estimación se hace conociendo los espesores y las deflexiones en uno o en varios puntos donde se aplica dicha carga; con estas deflexiones y espesores se pueden determinar los valores

de los módulos de los materiales que están constituyendo el pavimento; esto se conoce con el nombre de cálculo inverso⁴ en el que la solución no es exacta ni única y se requieren de varias reiteraciones y del criterio de ingeniero para ajustar la solución definitiva; para el cálculo inverso también existen programas de computador como el EVERCAL 5.0, MODULUS 5.1, que hacen las iteraciones necesarias automáticamente y no manualmente como se ha hecho hasta la actualidad en nuestro medio. En el siguiente esquema se muestra el proceso del cálculo directo e inverso.

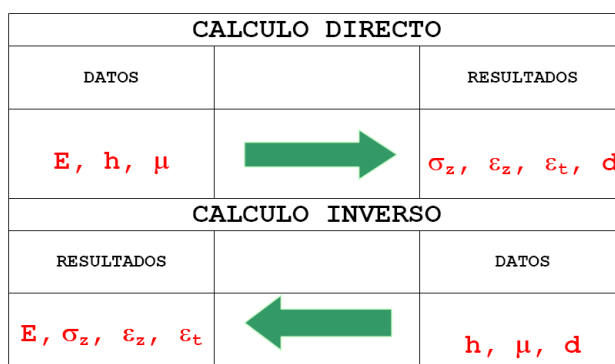


Tabla N° 6 Parámetros de cálculo y límites admisibles

Los límites admisibles se pueden obtener con las ecuaciones que se muestran en las siguientes tablas:

ECUACIÓN DE ESFUERZO	UNIDAD	OBSERVACIONES
$\sigma_z = C E_{SR} / 1 + 0.7 \text{LOG}_{10} (N)$	(Kg/cm ²)	C = 0.008 (JEUFFROY). C = 0.007 (Dormon & Kerhoven). C = 0.006 (ACUM & FOX)
$\sigma_z = 0.09607 \text{ CBR}^{1.2} (N)^{1/4.35}$	MPa	Centro de investigaciones viales de Bélgica (CRR), CBR en %

ECUACIÓN DE ELONGACIÓN	OBSERVACIONES
$\epsilon_z = 2.8 \times 10^{-2} (N)^{-0.25}$	Shell, confiabilidad 50% **
$\epsilon_z = 2.13 \times 10^{-2} (N)^{-0.25}$	Shell, confiabilidad 85%
$\epsilon_z = 1.79 \times 10^{-2} (N)^{-0.25}$	Shell, confiabilidad 95%
$\epsilon_z = 2.16 \times 10^{-2} (N)^{-0.28}$	Universidad de Nottingham. Brown y Pell.
$\epsilon_z = 2.1 \times 10^{-2} (N)^{-0.24}$	LCPC Francia, para calzadas nuevas.
$\epsilon_z = 2.5 \times 10^{-2} (N)^{-1/4.1}$	LCPC Francia, Para refuerzos.
$\epsilon_z = 1.1 \times 10^{-2} (N)^{-0.23}$	Centro de investigaciones viales de Bélgica (CRR).
$\epsilon_z = 1.05 \times 10^{-2} (N)^{-0.223}$	Chevron.

En este capítulo se presentan los datos necesarios para aplicar el método de dimensionamiento, cuyos cálculos se pueden efectuar de manera manual para obtener las admisibilidades en las interfaces de los materiales, Para el cálculo de las solicitaciones impuestas por el tránsito, El autor presenta el programa computacional KEMPAV (diseño racional de pavimentos), realizado por los ingenieros Cesar Gonzales y Diana Vega, ambos con la dirección del autor. Los valores de esfuerzos y deformaciones pueden también obtenerse mediante el uso de los programas Depav y Bisar, de uso corriente en nuestro medio.

Los ejercicios que se desarrollaran en este capítulo corresponden a materiales de altas especificaciones, cuyas características están incluidas en el manual de diseño de pavimentos, del instituto de desarrollo urbano (IDU).

Para otros materiales, el diseñador debe realizar los ensayos de fatiga y módulos dinámicos.

Los datos requeridos para el diseño de un pavimento se clasifican en cuatro categorías

2.1.1.- PRINCIPALES PARÁMETROS DE ENTRADA EN EL DISEÑO

Los datos necesarios para la aplicación del método de diseño racional se pueden clasificar en cuatro categorías:

- ✓ **El tránsito**
- ✓ **Periodo de Diseño:** Trata de los parámetros de cálculo cuya escogencia de valores se basan en el análisis de la función económica de la calzada del pavimento.
- ✓ **Los datos climáticos y del ambiente:** Esto agrupa los datos descriptivos de las condiciones climáticas del sitio del proyecto que tienen una influencia directa sobre la selección de las variables de cálculo.
- ✓ **Los Parámetros descriptivos de los materiales:** Este conjunto corresponde a las propiedades de los materiales de calzada y del soporte que son necesarias en el

cálculo de estructura de la calzada, en base a los módulos dinámicos, coeficiente de Poisson y leyes de fatiga.

2.1.1.1.- EL TRÁNSITO

El conocimiento de los vehículos pesados (carga, clase y tipo de ejes, número de ellos) interviene en:

- ❖ Como el criterio de la selección de las calidades de ciertos constituyentes que entran en la fabricación de los materiales de la calzada por ejemplo: La dureza de los granulares.
- ❖ Como parámetro de entrada para el análisis mecánico del comportamiento a la fatiga de la estructura de calzada.
- ❖ Son definidos como pesos pesados los vehículos cuya carga útil es superior o igual a 5 Toneladas (50KN)

Una primera información sobre el volumen diario del tránsito de vehículos pesados generalmente es suficiente sin necesidad que se detalle su composición y esta información debe referirse a la noción de la clase de tránsito.

Para el cálculo del dimensionamiento, este tránsito acumulado sobre la duración inicial de vida se tomará en cuenta en consideración a través de la noción del tránsito equivalente.

La clase de tránsito está determinada a partir del tránsito de los vehículos pesados por sentido teniendo en cuenta el promedio anual diario para la vía más cargada en el año de puesta en servicio.

En el caso de calzadas de dos carriles de ancho inferior a 6 m, incluyendo el recubrimiento de las bandas de rodadura, se aplicara la regla siguiente para calcular el tráfico anual diario promedio:

- Si el ancho es inferior a 5 m, asumir el 100% del tránsito total de los dos sentidos.

- Si el ancho está comprendido entre 5 y 6 m asumir el 75% del tránsito total de los dos sentidos.

En el caso de vías que comprenden calzadas separadas, el carril más cargado es generalmente la vía lenta; si no se tiene información sobre la repartición probable del tránsito entre los carriles se tomara como sigue:

Calzadas rurales

- Vías de cuatro carriles. Se tomara el 90% de los vehículos pesados en el sentido considerado y 10% en el carril rápido.
- Si las vías son de seis carriles, se consideraran el 80% en la vía lenta, el 20% en la vía media y 0% en la rápida de sobrepaso.

Vías dentro del perímetro urbano.

- En las vías de cuatro carriles se debe hacer un estudio particular para cada caso.
- Para las vías de seis carriles se tomaran 65% para la vía lenta , 30% para la media y 5% para la rápida

Para el cálculo del dimensionamiento de la calzada el tránsito se caracteriza por el número equivalente de ejes de referencia correspondiente al tránsito de vehículos pesados acumulados en la duración inicial del cálculo retenido (vida útil).

El eje de referencia es un eje simple con ruedas gemelas cuya carga es de 130 kilo - newton. El número de ejes equivalente es función de los valores de los conteos del tránsito en el año de puesta en servicio de este, de la tasa de crecimiento durante la duración de vida, de la composición del tránsito y de la naturaleza de la estructura de la calzada. Se calcula teniendo en cuenta la siguiente relación:

$$NE = N \times CAM \text{ (factor camión)}$$

N: número acumulado de pesos pesados para el período de cálculo de P años

CAM: agresividad media de los pesos pesados con relación al eje de referencia.

Cálculo de número total N de pesos Pesados.

$$N = 365 \times MJA \times C$$

C: factor acumulado en el período de cálculo

MJA: tránsito pesado promedio anual diario.

Para P años y una tasa de crecimiento geométrica t constante sobre este período se obtienen el valor de C por la fórmula siguiente:

$$C = \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right]$$

La configuración de ejes (tándem, tridem) con ruedas (simples o gemelas) y su carga son variables de un peso pesado con respecto a otro. Para una carga dada los esfuerzos y las deformaciones en la calzada a un cierto nivel son función de la estructura de la

Misma, del comportamiento en la fatiga y de los daños que puedan provocar la aplicación de una carga dada, la cual depende de la naturaleza propia de los materiales. Un peso pesado no tendrá la misma agresividad si circula sobre una calzada bituminosa flexible o sobre una calzada que está compuesta y tratada por capas con ligantes hidráulicos.

2.1.1.2.- PERIODO DE DISEÑO

En todo dimensionamiento de una estructura de calzada se debe tener en cuenta los términos probabilísticas en una primera etapa del cálculo, se debe tomar un valor de probabilidad de ruptura de la calzada en los N años de diseño; si se tiene en cuenta los conteos del tránsito esta duración inicial variará según el riesgo de los daños que se tomen, un menor daño equivale a incrementos económicos en la construcción de esta vía.

2.1.1.3.- LOS DATOS CLIMÁTICOS Y DEL AMBIENTE

En las condiciones climáticas se debe tener en cuenta la abundancia de las precipitaciones y los drenajes dispuestos para la vía, los ciclos estacionarios y los valores extremos de la temperatura, particularmente en las calzadas tratadas con ligantes hidráulicos en donde la durabilidad y la deformabilidad dependen de la temperatura, de la resistencia del suelo soporte y del estado hídrico de la sub-rasante.

2.1.1.4.- LOS PARÁMETROS DESCRIPTIVOS DE LOS MATERIALES

De una manera sencilla se puede decir que las propiedades fundamentales de los materiales que usualmente son parte de la sección estructural de un pavimento, se deben determinar a partir de ensayos de laboratorio de carga repetida.

Para el caso de las mezclas asfálticas, la propiedad se llama módulo dinámico, determinado según la norma ASTM D3497, en donde un espécimen cilíndrico se somete a pulsos repetidos de cierto esfuerzo cíclico, en condiciones de compresión no confinada. El módulo dinámico se calcula como el cociente entre el esfuerzo aplicado y la deformación unitaria elástica en cada ciclo de carga.

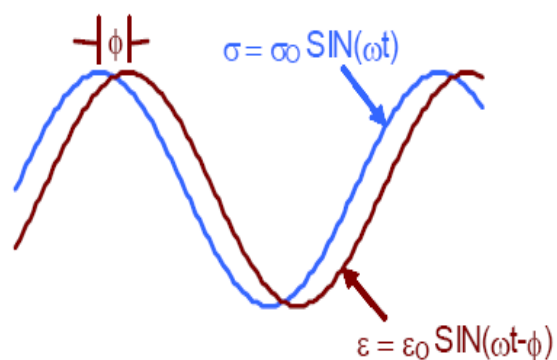
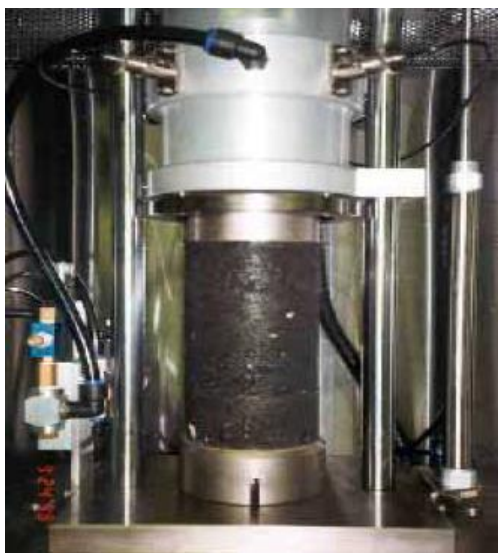


Figura N° 16. Ensayo de módulo dinámico en mezclas asfálticas

El ensayo se deberá realizar para el rango de temperaturas esperado en el lugar, la velocidad de operación esperada, y para el diseño volumétrico de la mezcla seleccionada.

Para el caso del concreto hidráulico y materiales estabilizados, se requiere el valor del módulo de elasticidad tal y como se obtiene convencionalmente con la norma ASTM C469, y una estimación del valor de la resistencia a la tensión, ya sea obtenido a flexión (ASTM C78) o en tensión indirecta (ASTM C496), a fin de determinar el módulo de ruptura de esa clase de materiales.

Para el concreto, también se requiere el valor del coeficiente de expansión térmica.

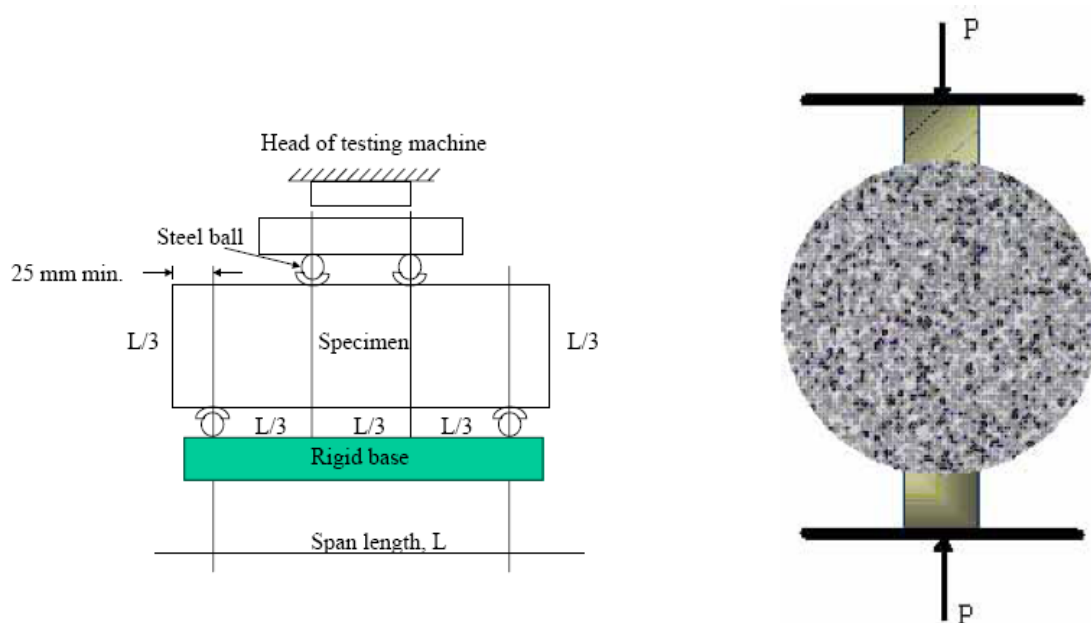


Figura N° 17. Gráficas de ensayos en flexión y tensión indirecta para la determinación de la resistencia a la tensión de materiales estabilizados y de concretos hidráulicos

Para suelos y materiales granulares, la propiedad de referencia es el módulo de resiliencia, que se ejecuta de acuerdo con la norma AASHTO T274, y cuyo montaje se muestra en la figura. En este caso, la prueba se ejecuta por medio de un ensaye triaxial donde la presión de confinamiento es constante, y el esfuerzo desviador se aplica cíclicamente. El módulo de resiliencia se define como el cociente entre el esfuerzo desviador aplicado y la deformación unitaria elástica en cada ciclo de carga. Los ensayos de módulo de resiliencia se deben realizar en condiciones representativas de la colocación de los materiales en obra, como son las características de peso volumétrico, contenido de agua de compactación, método de compactación, granulometría, etc., ya que el ensaye es muy sensible a esas condiciones.



Figura N° 18. Ilustración de una cámara triaxial y el concepto de módulo de Resiliencia

En todos los materiales se necesitarán los valores de Poisson.

Basados en un estudio específico, los módulos mencionados se podrán estimar a partir de la medición de otros parámetros más comunes, como puede ser la resistencia a la compresión simple, o el valor relativo de soporte. Sin embargo, siempre será una mejor práctica la ejecución directa de los ensayos.

- Suelo Soporte

En el cuerpo de la calzada bajo el eje de referencia para realizar los cálculos de las solicitaciones, el suelo soporte es generalmente asimilado a un medio elástico definido por: el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, estos parámetros mecánicos definen el comportamiento a largo tiempo para la parte superior de la subrasante; para el coeficiente de Poisson se tomará un valor medio de 0.35 sabiendo que este parámetro varía con la naturaleza de los suelos, su estado hídrico y las solicitaciones aplicadas.

2.1.2.-APROXIMACIÓN DEL MÓDULO A PARTIR DEL CBR:

Por facilidad, siempre se ha querido obtener a partir de un valor de módulo que sea directamente utilizable para el cálculo de espesores mediante el método racional.

Entre las correlaciones que se han propuesto, se pueden citar:

- La fórmula $E = 6.5 \text{CBR}^{0.65}$ (MPa) propuesta por Jeuffroy y Bachéles. Esta fórmula parece pesimista sobre los suelos buenos, cuando se interpretan medidas de deflexión.

- La fórmula $E = 10 \text{ CBR}$ (MPa) propuesta por la Shell, liga el módulo dinámico al valor del CBR. El módulo dinámico es siempre superior al estático, luego esta fórmula sobrestima el módulo de los suelos.

Se recomienda tomar el módulo como 5 CBR (en MPa) ó $8,5 \text{ CBR}^{0.825}$ (MPa).

Se destaca la gran importancia de este valor de E , ya que es vital en el cálculo del valor límite de ϵ_z .

En el caso de las calzadas flexibles y bituminosas de gran espesor el cuerpo de la calzada debe ser dimensionado para evitar que el ahuellamiento del soporte por acumulación de las deformaciones permanentes a este nivel llegue a deformarlo.

Para las estructuras de calzadas rígidas el criterio de la resistencia se determina por las leyes de fatiga de las capas. La deformación admisible de la sub rasante, se puede tomar:

Tabla N° 7 Deformación Admisible en función de Tránsito.

PAVIMENTO CON TRÁNSITO MEDIO A ALTO (T_3 a T_5)	$\epsilon_z = 0.012(N)^{-0.222}$
PAVIMENTO CON TRÁNSITO BAJO (T_1 Y T_2)	$\epsilon_z = 0.016(N)^{-0.222}$

- CAPA SUB BASE

En lo que concierne a la selección de la capa de base y en la verificación del dimensionamiento del cuerpo de la calzada, dos aproximaciones son empleadas en la práctica, la primera es la más tradicional y consiste en el selecciona miento del espesor de la capa de sub-base en función de la importancia del suelo soporte, en donde se asimila para los cálculos de la verificación de los espesores de suelo soporte más capa de sub-base, un proceso de tener un masivo homogéneo que es descrito por el módulo de Young y el coeficiente de Poisson, se verifica el criterio sobre la deformación vertical que satisfaga los valores admisibles de la sub rasante.

En el segundo método la capa de sub-base se individualiza como una capa de calzada más en el cálculo de la estructura, esta aproximación es válida en el caso donde se busca optimizar los espesores del conjunto de calzada y de la capa de sub-base en función de las características mecánicas que pueden ser obtenidas en obra con los materiales de sub-base. En este segundo caso las características mecánicas de estos materiales deben ser determinadas estrictamente en laboratorio. Cuando se utilizan capas de sub-base en materiales no tratados se debe verificar que los valores de la deformación vertical en la parte superior de la capa de la sub-base y del suelo soporte son admisibles y cuando se utilizan materiales tratados se debe verificar la leyes de fatiga adoptando los modelos propios para el caso del material que se esté utilizando.

GRAVAS NO TRATADAS

El método de cálculo que se requiere para representar el comportamiento reversible bajo una carga está dado en función del módulo de Young y del coeficiente de Poisson para una grava no tratada. Ver tabla N°2.

MATERIALES PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.

Las características mecánicas de los materiales bituminosos dependen de la temperatura y de la frecuencia de la sollicitación, el cálculo debe ser hecho para valores representativos de las condiciones propias del proyecto. La frecuencia de sollicitación que debe evaluarse es a 10 Hz.

El método de cálculo necesita para representar el comportamiento reversible bajo una carga el valor del módulo de Young E , el coeficiente de Poisson será tomado en promedio alrededor de 0.35.

Tabla N° 8 Valores del Módulo de Young de Capas de Gravas no tratadas

PAVIMENTO DE BAJO TRÁNSITO T1 A T3			
CAPA DE BASE	CATEGORIA 1* $E_{GNT} = 600 \text{ MPA}$ CATEGORIA 2* $E_{GNT} = 400 \text{ MPA}$ CATEGORIA 3* $E_{GNT} = 200 \text{ MPA}$		
CAPA DE SUB-BASE (GNT sub-dividida en sub-capas de 0.25 m de espesor)	$E_{GNT} [1] = k E_{\text{plataforma de soporte}}$ $E_{GNT} [\text{subcapas I}] =k E_{GNT} [\text{subcapas (1-i) }]$ k depende de la categoría de la E_{GNT}		
CATEGORÍA	1	2	3
K	3	2.5	2
E_{GNT} LIMITADA POR EL VALOR INDICADO EN LA CAPA DE LA BASE			
PAVIMENTO TRÁNSITO T4 Y T5			
CAPA DE SUB-BASE (GNT subdividida en sub-capas de 0.25 m de espesor)	$E_{GNT} [1] = 3 E_{\text{plataforma de soporte}}$ $E_{GNT} [\text{subcapa i}] = 3 E_{GNT} [\text{subcapa (i - 1)}]$ E_{GNT} limitada por 360 MPA		
ESTRUCTURA INVERSA	$E_{GNT} = 480 \text{ MPA}$		
Las diferentes valores del módulo según el tipo de estructura tienen en cuenta el carácter no lineal de las GNT (Modulo más elevado en capa de base que en la sub-base)			

2.1.3 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO PAVIMENTOS

EL método tradicional de diseño de estructuras de calzada combina un análisis mecánico del funcionamiento de la estructura, los resultados de ensayos de laboratorio sobre los daños por fatiga de los materiales de las calzadas, los conocimientos sacados de la observación del comportamiento de calzadas reales que deben verificarse por medio de ensayos del tipo carrusel de fatiga o sobre planchas o secciones de vías en uso.

2.1.3.1 METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO

Comprende las siguientes etapas:

A) PREDIMENSIONAMIENTO

Una vez reunidos los datos para el cálculo, se efectúa una primera selección de la capa de rodadura y un pre dimensionamiento de la estructura por referencia con otras vías comparables.

B) CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Se calculan los esfuerzos y las deformaciones por el modelo matemático de la estructura de pavimento pre dimensionada en la primera etapa, teniendo en cuenta que el eje de referencia es de 130 KN cada semieje está compuesto por un eje de ruedas gemelas conformado por dos cargas que ejercen una presión repartida uniformemente de 0,662 MPA sobre dos discos de 0.125 m de radio y una separación entre ruedas de 0.375 m.

C) VERIFICACIÓN DE LAS DEFORMACIONES DEL SOPORTE POR FATIGA DE LA ESTRUCTURA

La verificación se realiza comparando los esfuerzos y las deformaciones calculadas en la segunda etapa con los valores admisibles. Estos valores límites se establecen en función:

- Del tránsito acumulado sobre el periodo de cálculo considerado.
- Del riesgo de ruptura admitido para este periodo.

- De las características de resistencia por fatiga de los materiales.
- De los efectos térmicos.
- De los datos de observación del comportamiento de calzadas del mismo tipo.

Este último punto se traduce en la introducción (de un coeficiente de ajuste) que permite tener en cuenta globalmente todos los efectos que el modelo matemático no puede representar debido a las simplificaciones hechas y a la representatividad de los ensayos de laboratorio en los que se describen las propiedades de los materiales.

D) AJUSTE DE LOS ESPESORES CALCULADOS

Los espesores de capa que se determinan en la tercera etapa deben ajustarse para:

- ✓ Tener en cuenta las facilidades tecnológicas de hacer espesores mínimos y máximos, los cuales dependen de los equipos que se utilicen.
- ✓ Reducir los riesgos de defectos de la liga entre las interfaces y limitar el número de capas.
- ✓ Asegurar una protección suficiente de las capas tratadas para considerar fenómenos como el de las fisuras particulares que no pueden determinarse con base en el modelo matemático.

2.1.3.2.- DISEÑO PARA LAS FAMILIAS DE ESTRUCTURAS DE CALZADAS

En este capítulo se explica, para cada técnica, la metodología de:

- La modelación requerida para los cálculos.
- Los criterios necesarios para el diseño.
- Las etapas de dimensionamiento.
- Cada familia de estructuras se ilustra con un ejemplo.

2.1.3.3.- VERIFICACIÓN COMÚN DE LA SUB-RAZANTE Y DE LAS CAPAS NO LIGADAS

Estos criterios comunes, indicados para cada estructura, no se repetirán en los párrafos siguientes:

- Suelo Soporte

Para las estructuras de pavimentos, se verificara que el ahuellamiento permanezca inferior al valor admisible .A Falta de otros datos, se hará esta verificación tomando en cuenta los criterios sobre la deformación vertical ϵ_{zad} de la forma $\epsilon_{zad} = f(NE)$:

Calzadas de transito medio a elevado ($T \geq T3$) (7)

$$\epsilon_{zad} = 0.012(NA)^{-0.222}$$

Calzadas de bajo tránsito ($t < t3$)

$$\epsilon_{zad} = 0.016(NA)^{-0.222} \quad (8)$$

Para el número de ejes equivalentes, se tomara el valor del coeficiente de agresividad de la siguiente tabla:

Tabla N° 9

Valores de CAM según el tráfico

Clase	T1	T2	T3	T4	T5
CAM	0.4	0.5	0.7	0.8	1

2.1.3.4.- CAPAS GRANULARES

En el caso de calzadas de transito bajo (N inferior a 250.000 ejes estándar de 130 KN) , compuestas de una capa de rodadura de pequeño espesor sobre una capa granular no tratada ,no se realizaran cálculos para esta capa.

En los otros casos (capa bituminosa sobre una fundación en grava no tratada y estructura inversa (grava no tratada sobre capa bituminosa)); este tipo de de estructura tiene una carpeta de rodadura , una base negra, una capa de material granular ,una capa tratada con algún cementante hidráulico y la sub rasante),se procederá a

verificar el ahuellamiento en la parte superior de la capa granular no tratada, según los criterios de comportamiento para este mismo tipo de capas y para el suelo soporte.

2.1.3.5.- CALZADAS FLEXIBLES Y ASFÁLTICAS GRUESAS

El método cubre el dimensionamiento de las calzadas definidas como flexibles y asfálticas gruesas (a partir de un espesor de 15 cm)

2.1.3.6.- MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA CALZADA

La estructura está representada por un método multi-capa elástico, cuyas capas se consideran pegadas entre sí (continuidad de los desplazamientos en las interfaces)

El módulo de Young afecta la grava no tratada y varía según la naturaleza de la capa, el espesor de la capa inferior, la naturaleza del suelo soporte y la calidad de la grava.

2.1.3.7.- CRITERIOS REQUERIDOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO

CASO DE CALZADAS CON TRÁNSITO BAJO

Este es el caso de las calzadas constituidas por una capa de rodadura delgada sobre una capa de grava no tratada, cuyo tránsito es del orden de 250000 ejes estándar.

La capa de rodadura puede ser un tratamiento superficial simple hasta un tránsito equivalente NE de 100000 ejes, o un concreto bituminoso para cuyo espesor se puede tomar la siguiente consideración: para tránsito liviano, mínimo 4 cm. El espesor de la capa de base de grava no tratada se puede fijar en 15 cm si el tráfico acumulado de ejes equivalentes es inferior a 100000 ejes. El espesor de la grava no tratada se determina en función del ahuellamiento del suelo soporte.

El criterio que hay que verificar está en función de la deformación vertical ϵ_z en la superficie del suelo soporte y debe ser en todo caso inferior al valor límite. El buen comportamiento de la grava no tratada se garantiza único y exclusivamente en el momento en que se respeten las especificaciones sobre los materiales y que la capa de rodadura garantice la impermeabilidad.

CASO DE OTRAS CALZADAS FLEXIBLES O BITUMINOSAS GRUESAS

Para las calzadas con subbase en grava recompuesta humedecida no tratada, el espesor del material granular está fijado en función de la importancia de la plataforma sobre la sub rasante.

Para asegurar el perfecto funcionamiento, se tiene que verificar la ruptura por fatiga en la base de las capas bituminosas y el ahuellamiento de las capas no ligadas y del soporte. Esto quiere decir que se debe comprobar que la deformación ϵ_t en la base de las capas bituminosas permanezca inferior al valor admisible y que la deformación ϵ_z en la superficie de las capas no ligadas y del suelo soporte sea inferior también a un valor límite.

Determinación de la deformación admisible está ϵ_{tadm} dada por la relación:

$$\epsilon_{tadm} = \epsilon (NE, \theta_{eq}, f) \text{ k r. k c. k s} \quad (9)$$

$\epsilon (NE, \theta_{eq}, f)$ Es La deformación para la cual la ruptura convencional por flexión sobre la probeta se obtiene al final de lo NE ciclos con una probabilidad de falla del 50% para una temperatura equivalente θ_{eq} , y la frecuencia f característica de las solicitaciones exigidas en la capa considerada.

La ley de fatiga para los materiales bituminosos está representada la relación del tipo:

$$\epsilon (NE, \theta_{eq}, f) = \epsilon_6(\theta_{eq}, f) (NE)^6 \quad (10)$$

Para las estructuras en clima cálido y para las temperaturas altas si no existen datos experimentales se aconseja tener en cuenta que la influencia de la temperatura sobre el comportamiento en fatiga estará representada por la relación:

$$\epsilon_6(\theta) E(\theta)^{0.5} = \text{constante} \quad (11)$$

La ley de fatiga se establece experimentalmente para una temperatura de 10 °C y una frecuencia de 25 Hz, y por lo general se considera que para las capas la frecuencia característica de las sollicitaciones es del orden 10 Hz. La corrección de la frecuencia en el valor de ϵ_6 es despreciable para frecuencias entre 10 y 25 Hz así como para temperaturas promedio.

En estas condiciones, ϵ (N E, θ e q, f) se determina de la forma:

$$\epsilon(\text{NE}, \theta \text{ e } q, f) = \epsilon_6(10^\circ\text{C}.25\text{Hz}) \left[E_{10^\circ\text{C}} / E_{\theta_{eq}} \right]^{0.5} (NE / 10^6)^b \quad (12)$$

Estas hipótesis iniciales no son aceptables cuando la temperaturas son muy elevadas y la frecuencia característica de las sollicitaciones es diferente (Transito lento para capas de superficie); los materiales tienen una reología que se aparta de los productos bituminosos tradicionales, en tanto que la expresión de ϵ (N E, θ , f) se deduce de los resultados de los estudios de fatiga en el laboratorio.

Kr es coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido, en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los estudios de los ensayos de fatiga.

$$K_r = 10^{-ub\delta} \quad (13)$$

u = variable centrada reducida asociada al riesgo r

b = pendiente de la ley de fatiga del material (ley Bi logarítmica)

δ = desviación estándar de la distribución del log N a la ruptura.

$$\delta = \sqrt{\sqrt{SN^2} + Sh^2 \left(\frac{c}{b}\right)^2} \quad (14)$$

c = coeficiente que tiene en cuenta la variación de la deformación y la variación aleatoria del espesor de la calzada ($\text{Log } \epsilon = \log \epsilon_0 - c \Delta h$). Para las estructuras corrientes, esta es del orden de 0.02 cm^{-1}

K_c es un coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo con base en el comportamiento de calzadas del mismo tipo. Para las calzadas bituminosas, los valores del coeficiente de ajuste según la naturaleza del material bituminoso se precisan en la siguiente tabla:

Tabla N° 10

Valor del coeficiente K_c

Material	K_c
Grava bituminosa	1.3
Concreto bituminoso	1.1
Capas de rodadura con modulo elevado	1

K_s es un coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la capacidad portante de la capa de la sub rasante que soporta a las capas tratadas.

Tabla N° 11

Valor del coeficiente K_s

Modulo	$E < 50 \text{ MPA}$	$50 \text{ MPA} \leq E < 120 \text{ MPA}$	$120 \text{ MPA} \leq$
$E K_s$	1 / 1,2	1 / 1,1	1

Nota: El modulo que hay que considerar es del material de la capa subyacente y no aquel que caracteriza la rigidez de la capa de la sub rasante. Con una capa gruesa, el

modulo es superior a 120 MPA aun si la capacidad portante de la plataforma del soporte de la calzada es inferior a estos 120 MPA.

La relación de Poisson se puede tomar: $0.35 < m < 0.50$

2.1.4.- METODOLOGÍA PARA LA MEDICION Y ANALISIS ELASTICO DE CURVAS DE DELEXIONES MEDIDAS CON VIGA BENKELMAN

2.1.4.1.- CONCEPTO DE DEFLEXIÓN

Un “ensayo de deflexión” es básicamente un “ensayo de carga”, que consiste en medir la respuesta de la estructura del pavimento (deformación elástica) ante la aplicación de un esfuerzo en la superficie. La carga que produce el esfuerzo deformador es proporcionada por la rueda doble de un camión, con un peso aproximado de 4000 kg (9000 libras). El sistema de pavimento-suelo de sub-rasante se deforma adoptando una forma curvada denominada “curva de deflexión” cuyo componente máximo se denomina deflexión máxima. La longitud de una deflexión se mide en unidades de “centésimas de milímetro”, utilizando cualquier tipo de deflectómetro, uno de los cuales es la denominada “Viga Benkelman”, llamada así en honor a su inventor Ing. Daniel Benkelman, del departamento de carreteras del Estado de California (USA)

2.1.4.2.- PROGRAMA DE MEDICIÓN DE CURVAS DE DEFLEXIONES

Los ensayos en si se realizan siguiendo el método canadiense, el que considera no solo la medición de la deflexión máxima, sino la determinación de deflexiones adicionales a diferentes distancias a fin de definir la forma de la deformada (“curva de deflexión”). Las deflexiones máximas y adicionales, se miden mediante un proceso de recuperación elástica de la superficie del pavimento.

Los ensayos se realizan utilizando el siguiente equipo:

- 1.- Deflextómetro Viga Benkelman
- 2.- Deformímetro con dial de lecturas de 0.01 mm de precisión.

- 3.- Camión volqueta con eje trasero simple con llantas dobles, aplicando una carga de 4000 a 4100 Kg. Cada una con una presión de inflado de 80 Psi.
- 4.- Camioneta tipo pick-up.
- 5.- Balanza de plataforma para pesado de camiones.
- 6.- Regla graduada cada 10 cm, de 3 m de longitud.

En cada sección se definen dos líneas de medición, longitudinales al eje de la vía, una en el carril derecho y otra en izquierdo, a una distancia aproximada de 0.60 a 0.80 m del borde de la carpeta de rodadura.

2.1.4.3.- ESQUEMA IDEALIZADO DE LA CURVA DE DEFLEXIÓN

A lo largo de cada línea se realizan mediciones en puntos ubicados a distancias iguales. Cuando las secciones son de corta longitud y se requiere definir con precisión algún problema específico del pavimento, se efectúan mediciones cada 20m. Para la ejecución de estudios, para diseño de pavimentos, se hace mediciones cada 50 o 100 m. Para estudios de rehabilitación o evaluaciones periódicas 200 m resulta una distancia adecuada.

En cada punto de ensayo se determina una curva de deflexión tomando lecturas a 0.25,0.30,0.40,0.50 y 500 cm del punto de máxima deflexión, a fin de obtener datos que permitan efectuar el análisis elástico del pavimento, el cual se basa en el valor de la deflexión máxima y en la curvatura que adopta la superficie del pavimento durante el ensayo.

Los datos que se obtienen deben registrarse en un formato, en función de las progresivas demarcadas sobre el pavimento.

2.1.4.4.- ANÁLISIS DE LOS MATERIALES DEL PAVIMENTO

Como parte de todo proyecto de evaluación estructural, es conveniente efectuar una inspección de las capas y materiales del pavimento, a fin de establecer sus características en cuanto a forma y textura de las partículas, tamaño máximo, plasticidad, características mecánicas, dimensiones, etc.

Para el estudio de los componentes del pavimento se debe recurrir a excavación de calicatas y a la ejecución de ensayos de laboratorio. En caso de existir estudios anteriores se puede recurrir a la revisión de archivos de los resultados, controles de laboratorio, etc., de los materiales de la capa de rodadura, capa de base, sub-base, mejoramiento de sub- rasante, terraplenes y terreno natural, en cuanto a granulometría, plasticidad, clasificación, contenido de finos, Proctor Modificado y CBR.

2.1.4.5.- ANÁLISIS DE LA CURVAS DE DEFLEXIONES.-

La evaluación estructural del pavimento está basada en el análisis de las curvas de deflexiones medidas, utilizando para ello modelos matemáticos para pavimentos y teoría de la elasticidad. Los principios básicos de tal análisis son:

- a) La deflexión máxima es un indicador de la capacidad de soporte del suelo de fundación.
- b) La curvatura que adopte el pavimento (radio de curvatura o longitud de curva) es un indicador de la calidad y resistencia de las capas superiores del pavimento.

El método se dirige fundamentalmente a la determinación de las propiedades elásticas de las capas, para luego cuantificar el valor estructural del pavimento existente en función a la relación entre los módulos del pavimento y la sub-rasante.

La base matemática para la evaluación estructural de pavimentos, la constituye el modelo bicapa elástico-lineal conocido como el modelo de Hogg, que es el instrumento teórico usado para la interpretación de las curvas de deflexiones. En ese modelo la capa del pavimento está caracterizada por una placa elástica de espesor delgado y con una cierta rigidez a la flexión, mientras que la sub rasante está representada por un medio elástico, lineal, homogéneo e isotrópico, limitado a una cierta profundidad por un plano o “estrato” de gran rigidez.

El procedimiento de interpretación consiste básicamente en comparar las curvas de deflexiones medidas, con las curvas de deflexiones teóricas obtenidas “cargado” el

modelo de HOGG con la misma configuración y magnitud de carga utilizada en los ensayos de campo. La “comparación” se establece a través del valor de la deflexión máxima y un parámetro asociado a la longitud de la curva, denominado longitud elástica.

La concordancia entre una curva experimental con alguna de las teóricas (misma deflexión máxima, misma longitud elástica), corresponde generalmente a una única combinación de parámetros elásticos del modelo (módulos de elasticidad), que de esa manera pasan a caracterizar el pavimento evaluado.

2.1.4.6.- PROGRAMA DE ANÁLISIS

El análisis de las curvas de deflexiones se efectúa mediante un procesamiento

Computarizado, utilizando un software que emplea algoritmos matemáticos desarrollándolos para dar solución numérica a las formulaciones teóricas rigurosas del modelo de HOGG. En 1977.

Los datos de entrada para la ejecución del programa de análisis, en concordancia con la metodología referida, son:

- Cargas de ensayo (P) (peso aplicado por llanta dual utilizada)
- Presión de inflado de las llantas empleadas (PR)
- Espesor total del pavimento (HC) (sub base, base y carpeta asfáltica)
- Distancia radial que corresponde a las deflexiones adicionales medidas (R1,R2..Rn)
- Profundidad del estrato rígido en el modelo de HOGG (H/LO)
- Módulo de POISSON de sub rasante (M)
- Factor para el cálculo del CBR, en función de la calidad del suelo (CBF)
- Deflexión máxima y deflexiones adicionales (DO, DR1, DR2...DRN), de los ensayos de deflexiones.

Los resultados que se obtienen del procesamiento de datos son:

- Radio de curvatura (RC)
- La distancia radial R5, para la cual la relación $D0/DR=0.5$
- El módulo de elasticidad de la sub rasante ($E0$)
- El CBR de la sub rasante (CBR)
- El módulo de elasticidad de las capas de pavimento (E^*), con espesor HC
- La relación modular $E^* E0$, y
- El espesor equivalente del pavimento (HEQ)

DEFINICIONES

El radio de curvatura, es un parámetro empírico cuyo uso no corresponde a la metodología empleada (racional o mecanicista), pero que se incluye a fin de contar con mayores elementos de juicio para el análisis, y porque además se cuenta con una base de datos experimental que permite la obtención de conclusiones valiosas.

El cálculo de radio de curvatura se efectúa la siguiente expresión:

$$RC = \frac{6250}{2(D0-D25)}$$

Donde,

RC : Radio de curvatura en m.

$D0$: Deflexión máxima, en centésimas de milímetros

$D25$: Deflexión a 25 cm, en centésimas de milímetro

Valores de radio de curvatura superiores a 300 m medidos, sobre carpetas asfálticas, indican un adecuado comportamiento estructural de las capas superiores. Valores inferiores de 80 m, obtenidos sobre carpetas asfálticas indican un estado de falla o

colapso. Valores entre 100 y 200 m, obtenidos sobre capas granulares sin revestimiento asfáltico, indican un comportamiento de suficiencia estructural. Valores promedio medidos sobre carpetas asfálticas, superiores a 600m son adecuados.

La distancia radial R5 es un parámetro experimental al igual que la deflexión máxima, que se calcula mediante interpolación y empleando las deflexiones adicionales medidas. El valor de R5 corresponde a aquella distancia para la cual el valor de la deflexión respectiva (DR5) es la mitad de la deflexión máxima, es decir, $DR5/D0 = 0.5$.

Este parámetro es un indicador de la longitud de la curva de deflexión medida, y en consecuencia, de la calidad de la capas del pavimento. A mayor distancia R5 mejor comportamiento del pavimento. Los resultados experimentales, obtenidos durante más de una década en proyectos indican que pavimentos en servicios muy fatigados o de muy baja calidad presentan valores de R5 menores de 30 cm.

Pavimentos de buen comportamiento estructural, contruidos usando materiales granulares con partículas mayoritariamente fracturadas, presentan valores de R5 mayores de 40 cm. Valores superiores a 50 cm indican una excelente capacidad de distribución de esfuerzos de las capas superiores. Estos valores corresponden a ensayos efectuados en estructuras compuestas por carpetas asfálticas, base granular o sub base.

El, parámetro E0 representa el módulo de elasticidad de la masa de subsuelo que participa en la deformación del sistema pavimento-sub-rasante. A pesar que en el módulo E0 es una característica mecánica fundamental, para facilitar los diseños de refuerzos o verificar el diseño del pavimento, se calcula mediante la conocida relación de HEUKELOM, el valor del CBR de la sub-rasante, debido a que es el más conocido a nivel de la ingeniería práctica, y a que la mayoría de los métodos de diseño lo emplean como dato de entrada a este último parámetro.

El valor E* representa al módulo de elasticidad equivalente o representativo de todas las capas del pavimento, con el espesor total HC. El espesor HC usado en el

procesamiento de datos influye directamente en el valor E^* , y de manera que, cuanto menor el valor de HC, mayor es el valor E^* calculado. En cierta medida, el valor de E^* también depende del CBR de la sub rasante.

La relación modular E^*/E_0 , es el valor que representa el grado de coherencia estructural que posee la capa de pavimento respecto de la sub-rasante. Una comparación entre los valores de diseño obtenidos con el método del CBR y los valores correspondientes a un modelo multi-capa elástico, revela que el modelo de capas debe guardar una relación modular E^*/E_0 entre 2 y 5 para que la sub-rasante este protegida adecuadamente contra fallas de corte (condición implícita en el método del CBR). La relación E^*/E_0 , como parámetro de evaluación depende del CBR de la sub-rasante y debe ser mayor cuanto menor sea aquel.

Caso particular, el espesor HC podrá ser considerado mayor o menor que el espesor real existente, en la medida que el cociente modular, evaluado por medio de la curva de deflexiones, satisfaga o no la relación modular del diseño. Este mayor o menor espesor calculado se denomina Espesor Equivalente (HEQ)

La determinación del aporte estructural del pavimento existente representa el último paso del proceso de evaluación. Como tal, convergen los resultados provenientes de la interpretación y análisis de toda la información obtenida en el programa en el programa de deflexiones, cuya síntesis final se traduce en la obtención del Espesor Equivalente Heq_1 que caracteriza al pavimento, y que será finalmente el indicador de la necesidad del refuerzo.

2.1.4.7.- VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DEL PAVIMENTO CON LA VIGA BENKELMAN

Para el caso de la evaluación estructural de los pavimentos en servicios, en algún momento de su periodo de servicio, es importante verificar si el paquete estructural será capaz de responder eficientemente ante la demanda de tráfico proyectada en el lapso restante de vida.

Tomando en consideración el volumen de tráfico que aún falta por transcurrir (en ejes equivalentes al eje estándar de 18000 libras), y la capacidad de soporte del suelo de fundación evaluada mediante el análisis estructural, se utiliza en el método AASTHO 1993 para determinar el número estructural requerido para el pavimento (SN REQ).

A continuación se determina cual es el número estructural que presenta el pavimento existente (SN evaluado), el cual se determina como el producto del espesor equivalente (HEQ) por el coeficiente estructural combinado del pavimento (CE). Este último es un parámetro cuyo valor oscila entre lo que puede ser un material de subbase (CE=0.12) y una mezcla asfáltica en caliente (CE=0.44). Para el caso rutinario de secciones con carpeta asfáltica en buen estado y capas granulares, en donde tiene más incidencia la capa asfáltica (buen espesor), se puede adoptar en forma conservadora un valor CR=0.25. Para el caso de carpetas asfálticas en frío y capas granulares, en donde tiene poca incidencia la capa asfáltica (Poco espesor), se puede adoptar un valor de CE=0.15.

Comparados los números estructurales requeridos y evaluados, de resultar mayor el segundo, se estará en el caso en el que el pavimento existente podrá satisfacer adecuadamente la demanda de tráfico prevista, y que por lo tanto, no requiere de refuerzo alguno

2.1.4.8.- DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS UTILIZANDO EL PROGRAMA KEMPAV

Este manual constituye un resumen de todas las metodologías utilizadas en el diseño racional de pavimentos explicadas de manera completa y detallada.

En el manual se explica el funcionamiento de cada uno de los programas, así como los parámetros necesarios para su ejecución. El fundamento teórico y los principios sobre los cuales se basa el desarrollo de la metodología racional de pavimentos se explican en el libro anteriormente mencionado.

Los programas desarrollados son:

- Kenpav (Diseño Racional de Pavimentos).

2.1.5.- MANUAL DE MANEJO DEL PROGRAMA

KENPAV es un software desarrollado para trabajar en un ambiente Windows, está desarrollado sobre una plataforma elaborada en Visual Basic, razón por la cual se trató de construir un ambiente lo más amable y sencillo posible facilitando el trabajo de quien vaya a utilizar el programa.

El programa está elaborado para diseñar pavimentos optimizando una capa de la estructura escogida de acuerdo a parámetros antes definidos por el usuario. Una vez finalizado este proceso, presenta la opción de calcular una recalza a la estructura antes diseñada.

Aunque el programa es fácil de manejar, hay que aclarar que la persona que va a hacer uso de él debe tener los conocimientos suficientes sobre el tema para entender los resultados y las sugerencias hechas por este durante su ejecución, además, los datos ingresados deben estar soportados por estudios y ensayos reales de laboratorio que correspondan a las condiciones de la estructura de pavimento cuando esta sea construida; esto con el fin de evitar errores en el dimensionamiento de la estructura que lleve, una vez esté construida, a daños inesperados antes de la finalización del periodo de diseño.

El presente manual de manejo muestra cómo llevar a cabo el diseño de una estructura de pavimento con o sin recalza, para ello es necesario seguir las instrucciones que vienen a continuación.

2.1.5.1.-- INICIO

Se puede dar inicio a la ejecución del programa en dos formas diferentes, la primera es creando una nueva estructura, y la segunda es abriendo una ya existente. Para abrir o crear un documento, según sea el caso, se puede recurrir a un menú, a iconos o a teclas.

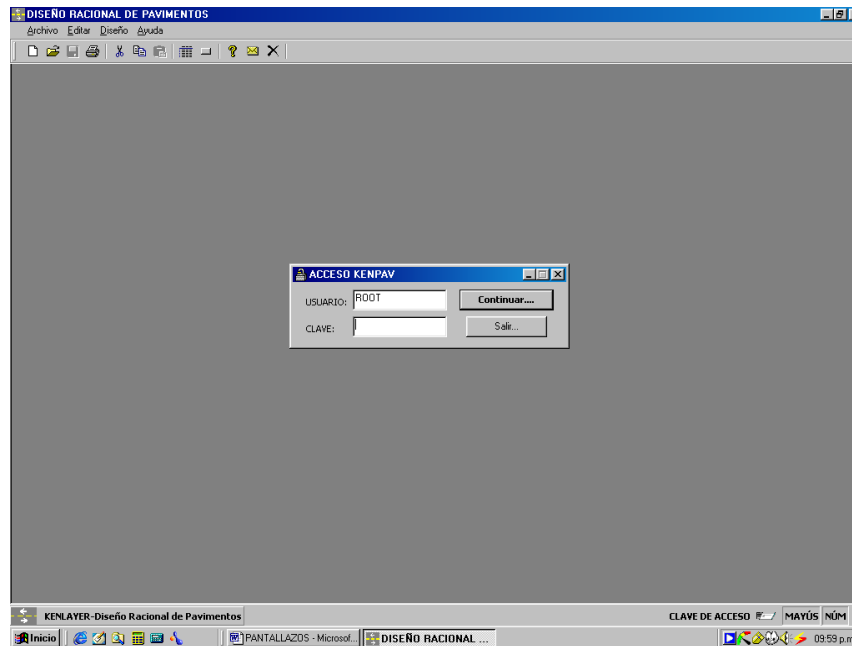


Figura N° 19. Acceso e inicio a KENPAV.

El menú ubicado en la barra de trabajo de la ventana principal, recibe el nombre de “Archivo”, al desplegarse da la opción de nuevo diseño y abrir diseño, entre otros.

Los íconos ubicados en su respectiva barra de trabajo, se encuentran en la parte superior de la ventana principal.



Permite diseñar una nueva estructura de pavimento.



Permite abrir una estructura de pavimento existente.

Por último, el usuario tendrá la posibilidad de seleccionar cualquiera de estas dos opciones por medio del conjunto de teclas específicas en menú desplegable “Archivo” de la ventana principal.

2.1.5.2.- CÁLCULO DEL TRÁFICO

La ventana para el **Cálculo del Tráfico** se divide en dos cuadros, “Opciones” y “Variables”. La primera da la posibilidad de escoger entre “Calcular tráfico” o “CAM y N”; se escoge calcular tráfico cuando se tienen valores de vehículos pesados (MJA), de periodo de diseño (n), y de tasa de crecimiento anual (i), datos con los cuales se puede calcular el tráfico acumulado (N), al escoger esta opción se habilitan las cajas de texto que se encuentran en el cuadro de “Variables”. La otra opción, se escoge cuando se tiene un valor del tráfico acumulado confiable con el que puedan ser realizados los cálculos.

Cabe aclarar que en las dos opciones antes mencionadas es necesario digitar el valor correspondiente al CAM que se encuentra en la parte inferior del cuadro de “Variables”.

Los botones ubicados en la parte inferior de la ventana **Cálculo del Tráfico** indican los procedimientos que siguen si son oprimidos. “Borrar datos” elimina el contenido de todas las cajas de texto que se encuentran en esta ventana, mientras que “Continuar”, abre una ventana nueva llamada **Tipo de Estructura**.

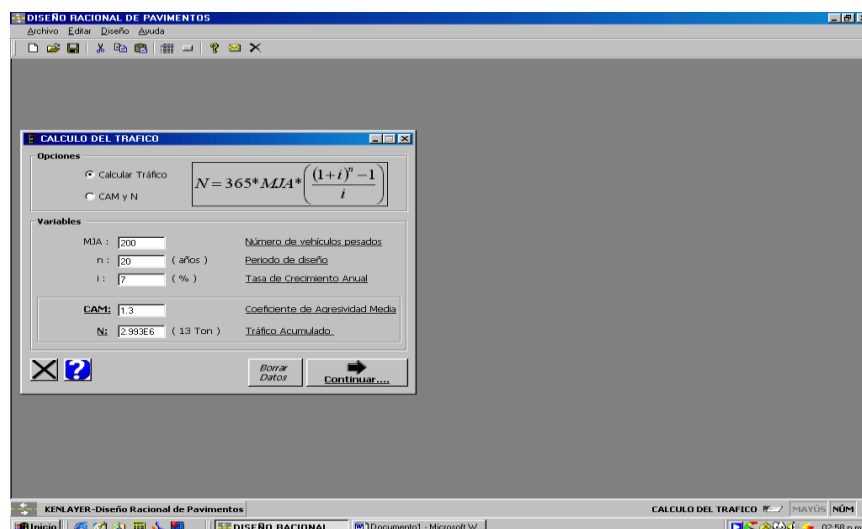


Figura N° 20. Cálculo del tráfico

2.1.5.3-TIPO DE ESTRUCTURA.

En la ventana **Características del Diseño** se muestran diferentes opciones de estructura de pavimentos, se debe escoger una que se adapte a las condiciones de la calzada a construir.

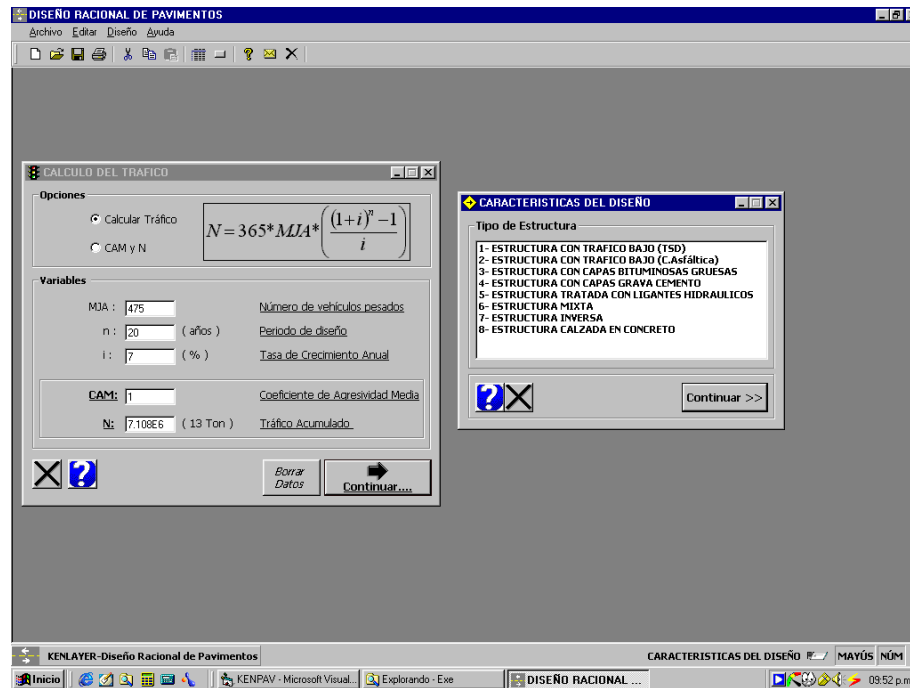


Figura N° 21. Tipo de estructura.

En total son nueve tipos de estructuras entre los que están, estructura con tráfico bajo (T.S.D.), estructura con tráfico bajo (Carpeta asfáltica), estructura con capas bituminosas gruesas, estructuras con capas de grava cemento, estructuras tratadas con ligantes hidráulicos, estructura mixta, estructura inversa, y por último, estructura con calzada en concreto.

2.1.5.4.- ESTRUCTURA CON TRÁFICO BAJO (T.S.D.)

Al ser seleccionada en la ventana de **Tipo de Estructura**, aparece en la parte inferior de la misma una caja de texto en la que se digita el número de capas con el que se va

a diseñar, el cual debe estar en un rango de 2 a 10; una vez digitado se oprime el botón “Continuar” que abrirá la ventana **Estructura con Tráfico Bajo (T.S.D.)**.

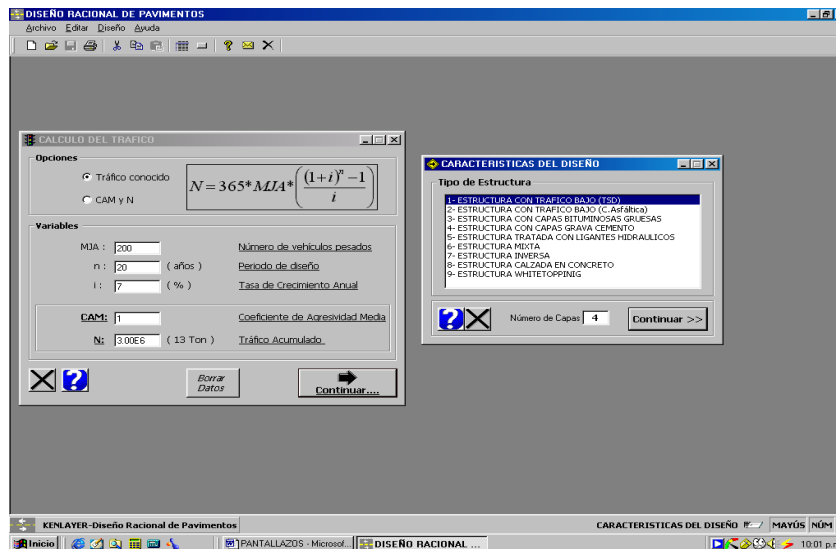


Figura N° 22 Tipo de estructura - Estructura con tráfico bajo (T.S.D.).

La ventana **Estructura con Tráfico Bajo (T.S.D.)** tiene la opción de optimizar la base granular o la grava no tratada, escogiendo alguna de las dos se inhabilita la caja de texto correspondiente al espesor de la capa a optimizar.

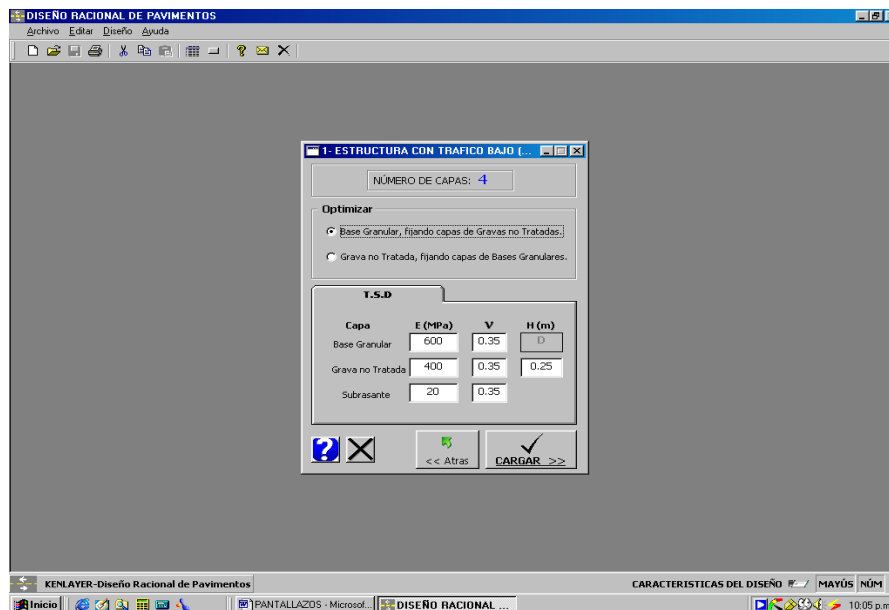


Figura N° 23. Estructura con tráfico bajo (T.S.D.).

Las otras cajas de texto deben ser llenadas con valores de módulos de elasticidad (E) en MPA, coeficientes de Poisson (v) y espesores (H) en m, correspondientes a cada capa. Una vez finalizado este proceso se oprime el botón “Cargar” para que estos datos sean llevados al fichero **Datos de Entrada**.

DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

ESTRUCTURA DE TRAFICO BAJO (T.S.D.) - Iteración B.G.

Datos de Entrada | Resultados y Gráfica

Información Conocida

CAPAS: 4
CAM: N
T: 0.192E6

Parámetros de Diseño Utilizados

Radio de Contacto: 0.125 m
Presión de Contacto: 0.662 MPa
Distancia entre Ejes: 0.375 m
Posiciones Eje: 3

Información de la Estructura

Nº	Tipo	E (MPa)	ν	H (m)
---	TRATAMIENTO SUPERFICIAL DOBLE	NO estruct.		
1	BASE GRANULAR	600	0.35	D
2	GRAVA NO TRATADA	125	0.35	0.25
3	GRAVA NO TRATADA	50	0.35	0.25
4	SUB-RASANTE	20	0.35	

Diagrama de la Estructura:

T.S.D. o C. Asfáltica
BASE GRANULAR
GRAVAS NO TRATADAS
SUBRASANTE

$E_{s,adm} = 0.016 (NE)^{-0.222}$

* Todas las capas presentan ligamiento

CALCULAR

KENLAYER-Diseño Racional de Pavimentos

CALCULO DEL TRAFICO MAYÚS NÚM

Figura N° 24. Datos de entrada – Estructura con tráfico bajo (T.S.D.).

El fichero **Datos de Entrada** muestra en el cuadro “Información conocida” el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tráfico acumulado (N). En “Parámetros de diseño” aparecen el radio de contacto en m, la presión de contacto en MPA, la distancia entre ejes en m y el número de posiciones de ejes que será empleado para el cálculo de deformaciones aplicadas. También se visualiza la estructura con los respectivos parámetros a evaluar. Por último, en “Información de la estructura” se muestran cada una de las capas que la conforman con sus respectivas características las cuales se encuentran en cajas de texto que pueden ser modificadas.

Una vez se está de acuerdo con la información suministrada por el fichero **Datos de Entrada** se oprime el botón “Calcular” ubicado en la parte inferior del mismo, el cual abrirá el fichero **Resultados y Gráfica**.

El fichero **Resultados y Gráfica** contiene en la parte superior la deformación admisible en la superficie de la sub rasante ($\epsilon_{z, adm}$), este parámetro es el que se evalúa para llevar a cabo la optimización de la capa escogida.

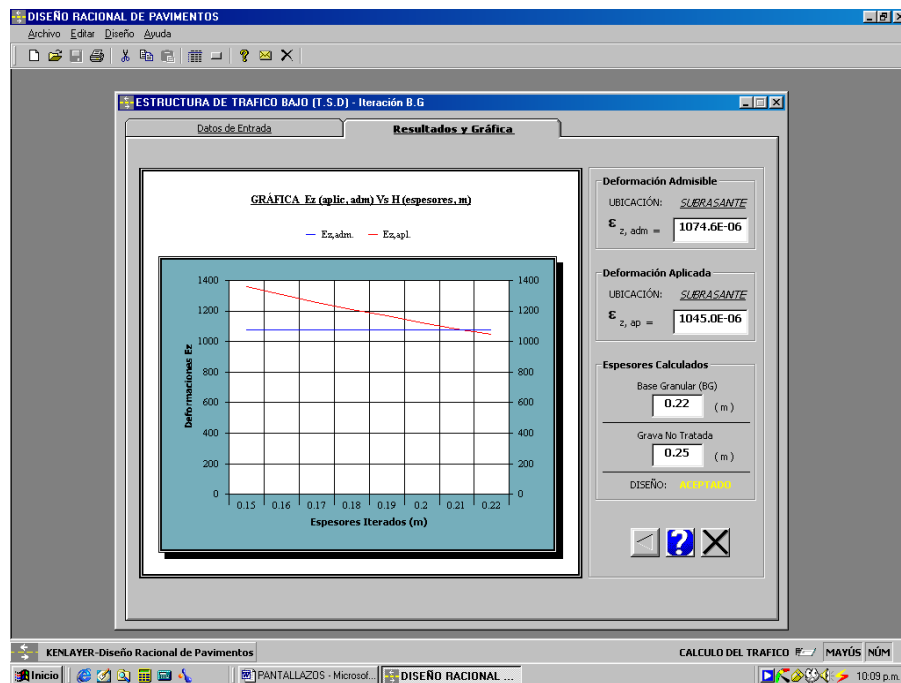


Figura N° 25. Resultados y gráfica - Estructura con tráfico bajo (T.S.D.).

De forma interactiva muestra en una gráfica como va variando la deformación aplicada en la superficie de la sub rasante ($\epsilon_{z, ap}$), correspondiente a un espesor en m determinado por el programa, ubicado en la parte inferior de éste fichero, el cual irá aumentando en la medida que la estructura presente deformaciones aplicadas mayores a la deformación admisible. Una vez terminado este proceso iterativo, el programa muestra en pantalla una ventana llamada **Posibilidad de Recalza**, la cual contiene dos botones en la parte superior que indican el procedimiento que siguen si son oprimidos. Tenemos dos alternativas, la primera es “Ver resultados” o “Diseño con

recalza”, el proceso a seguir para cada una de estas dos opciones es el mismo que se explica más adelante en el numeral 4.8 Estructura con capas bituminosas gruesas.

2.1.5.5.- ESTRUCTURA CON TRÁFICO BAJO (C. ASFÁLTICA)

El procedimiento que se debe seguir para el diseño de estructuras con tráfico bajo con carpeta asfáltica es el mismo visto en el numeral anterior, 4.6 Estructura con tráfico bajo (T.S.D.), a diferencia que al escoger el tipo de estructura cambia la opción seleccionada.

Cabe aclarar que para este tipo de estructura el tráfico equivalente debe ser el mismo usado en el numeral anterior, menor a 500.000 ejes.

2.1.5.6.- ESTRUCTURA CON CAPAS BITUMINOSAS GRUESAS

Una vez seleccionada en la ventana de **Tipo de Estructura**, se oprime el botón “Continuar” que abrirá la ventana **Estructura con Capas Bituminosas Gruesas**.

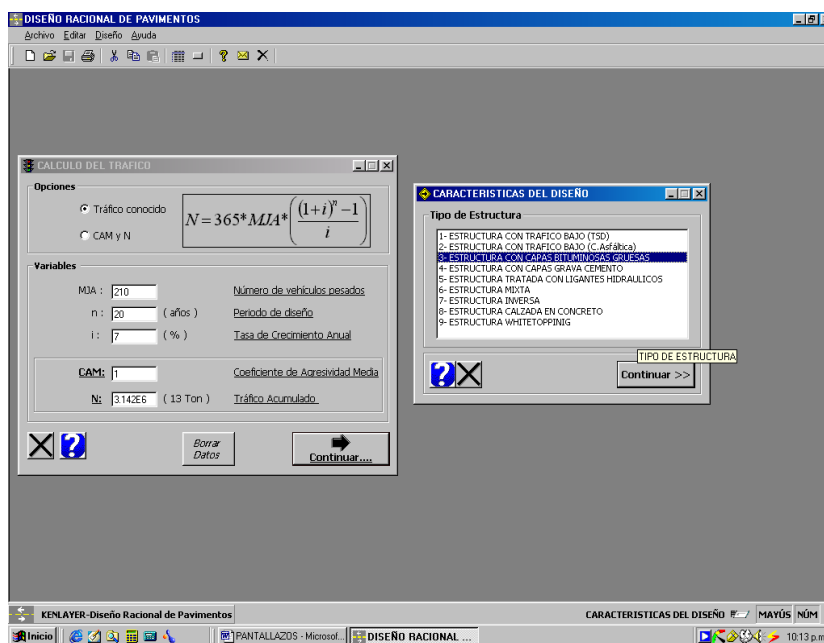


Figura N° 26. Tipo de estructura – Estructura con capas bituminosas gruesas.

La ventana **Estructura con Capas Bituminosas Gruesas** contiene tres ficheros entre los que se encuentra **Datos de Entrada**, muestra en el cuadro “Información

conocida” el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tráfico acumulado (N). En “Parámetros de diseño” aparecen el radio de contacto en m, la presión de contacto en MPA, la distancia entre ejes en m y el número de posiciones de ejes que será empleado para el cálculo de deformaciones aplicadas. En “Estructura” se visualizan cada una de las capas con los respectivos parámetros a evaluar.

Por último, en “Datos estructurales” se piden valores de las diferentes características de los materiales que hacen parte de la estructura, los cuales deben ser digitados en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

- **E (10 °C, 10Hz):** Es el módulo de elasticidad del material a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPA.
- **E (0 ° C, 10Hz):** Es el módulo de elasticidad del material a una temperatura de 0 °C y a una frecuencia de 10 Hz, dado en MPA.
- **ϵ_6 (10 °C, 25Hz):** Es la deformación para la cual la ruptura convencional en flexión sobre la probeta es obtenida al aplicar 1×10^6 ciclos a una temperatura de 10 °C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por 10^6 .
- **-1/b:** Es la pendiente de la ley de fatiga del material.
- **SN:** Es la dispersión del material en el ensayo de fatiga.
- **S h:** Es la dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.
- **v:** Es el coeficiente de Poisson del material.
- **R:** Es el riesgo de ruina admitido para el periodo de diseño, dado en porcentaje.
- **H:** Es el espesor de la capa dado en m.

La columna “R (%)” correspondiente al riesgo de ruina admitido para el periodo de diseño, tiene la posibilidad de escoger el riesgo en cajas de selección desplegables,

cabe aclarar que en la parte inferior de esta columna se encuentra el botón “Tabla” en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura según el tráfico que presente.

DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

ESTRUCTURA CON CAPAS BITUMINOSAS GRUESAS

Datos de Entrada

Información Conocida

CAPAS: 3

CAM: 1

Num. Ejes: 3.14E+06

Parámetros de Diseño Utilizados

Radio de Contacto: 0.125

Presión de Contacto: 0.662

Distancia entre Ejes: 0.375

Posiciones Eje: 3

Estructura

C. Arbitaria

C. Bituminosa

Base

Subbase (2)

Subrasante

* Todas las capas presenten ligamiento.

Diseño

Para estructuras con capas bituminosas gruesas se tendrá en cuenta la optimización de la capa de Grava Bitumen, obteniendo un espesor que cumpla con las deformaciones admisibles.

Datos Estructurales

Capa	E (10°C, 10Hz) (MPa)	E (15°C, 10Hz) (MPa)	Es (10°C, 25Hz) (10e-6)	-1/b	SN	Sh(cm)	ν	R (%)	H (m)
Capa Rodadura	7200	5400	150	5	0.25	1	0.35	12.0	0.06
Grava Bituminosa	12300	9300	90	5	0.3	2.5	0.35	12.0	D
Subrasante		120					0.35	Tabla	

KENLAYER - Diseño Racional de Pavimentos

ESTRUCTURA CON CAPAS BITUMINOSAS GRUESAS MAYÚS NÚM

Inicio PANTALLAZOS - Microsoft DISEÑO RACIONAL ... 10:14 p.m.

Figura N° 27. Datos de entrada – Estructura con capas bituminosas gruesas.

Una vez se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de Entrada** se oprime el botón “Continuar” ubicado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y Ecuaciones**.

El fichero **Cálculo y Ecuaciones** contiene en la parte superior un cuadro de “Ecuaciones” en donde se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades. Además, un cuadro de “Variables calculadas” que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de las deformaciones admisibles.

- **Kc:** Es un coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo en base al comportamiento de calzadas del mismo tipo.

- **Kr:** Es un coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.
- **δ:** Es la desviación estándar de la distribución del log N a la ruptura.
- **Ks:** Es un coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la portancia de la capa de baja rigidez que soporta a las capas tratadas.

El cuadro de “Estructura” presenta características como módulo de elasticidad (E) en MPA, coeficiente de Poisson (ν) y espesor (H) en m de los materiales que hacen parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden ser editadas.

DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

ESTRUCTURA CON CAPAS BITUMINOSAS GRUESAS

Cálculos y Ecuaciones

Ecuaciones (Deformaciones)

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_0 \left(\frac{NE}{1 \times 10^6} \right)^b * \sqrt{\frac{E(10^\circ C)}{E(15^\circ C)}} * Kc * Kr * Ks$$

$$\epsilon_{z,adm} = 0.012 (NE)^{-0.222}$$

Ecuaciones (Kr, delta)

$$Kr = 10^{-U \cdot b \cdot \delta}$$

$$\delta = \sqrt{(SN)^2 + \left(\frac{c \cdot Sh}{b} \right)^2}$$

Estructura

Nº	Tipo	E (MPa)	ν	H (m)
1	C.R	5400	0.35	0.06
2	G.B	9300	0.35	D
3	B	400	0.35	0.25
4	S.B	400	0.35	0.25
5	S.B	300	0.35	0.25
6	SUBR	120	0.35	

Variables Calculadas

Capa	Kc	Kr	δ	Ks
Capa Rodadura	1.1	0.865	0.269	1
Grava Bituminosa	1.3	0.809	0.391	1

Deformaciones Admisibles

$\epsilon_{t,C,R} = 131.1E-06$ ()
 $\epsilon_{t,G,B} = 86.6E-06$ ()
 $\epsilon_{z,S,R} = 433.3E-06$ ()

CALCULAR

Figura N° 28. Cálculos y ecuaciones – Estructura con capas bituminosas gruesas.

Por último, el cuadro de “Deformaciones admisibles” ubicado en la parte inferior del fichero contiene la deformación admisible en la base de la capa de rodadura ($\epsilon_{t,C,R}$),

en la base de la grava bitumen ($\epsilon_{t, GB}$) y en la superficie de la sub rasante ($\epsilon_{t, SR}$), estos parámetros son evaluados para llevar a cabo la optimización de la capa de grava bitumen.

El botón “Calcular” ubicado en la parte inferior abrirá el fichero **Resultados y Gráfica**, el cual muestra en la parte superior las deformaciones admisibles antes calculadas.

De forma interactiva muestra en una gráfica como va variando la deformación aplicada en la base de la grava bitumen correspondiente a un espesor en m determinado por el programa, ubicado en la parte inferior de éste fichero, el cual irá aumentando en la medida que la estructura presente deformaciones aplicadas mayores a la deformación admisible.

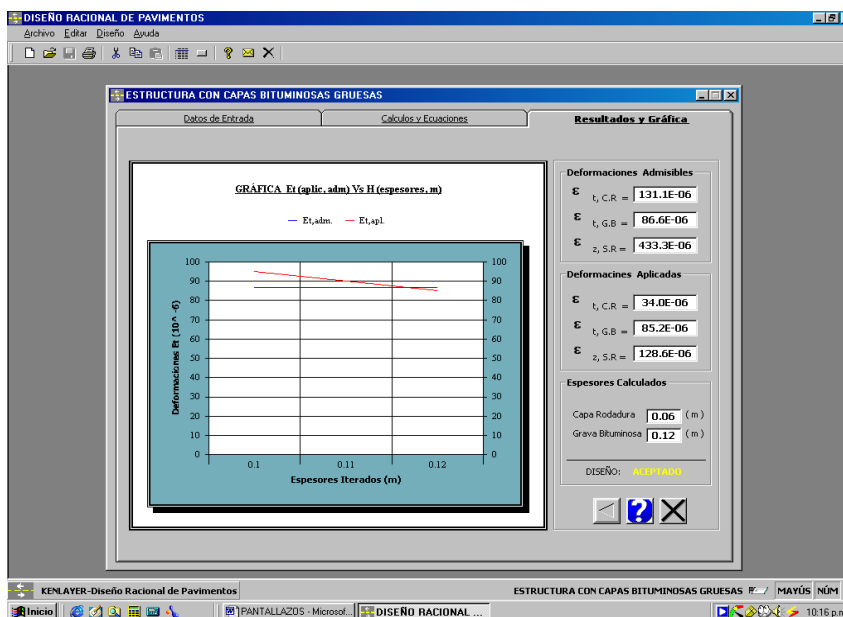


Figura N° 29. Resultados y gráfica - Estructura con capas bituminosas gruesas.

Una vez finaliza el proceso de iteración en el que se obtiene el espesor de la capa de la grava bituminosa, aparece en pantalla una ventana que recibe el nombre de **Posibilidad de recalza**, la cual da dos opciones a seguir, “Ver resultados” o “Diseño

con recalza”. Si se oprime el botón que señala la primera opción, aparecerá la ventana **Estructura con Capas Bituminosas Gruesas** con el fichero abierto de **Resultados y Gráfica** en el que se mostrará el espesor calculado.

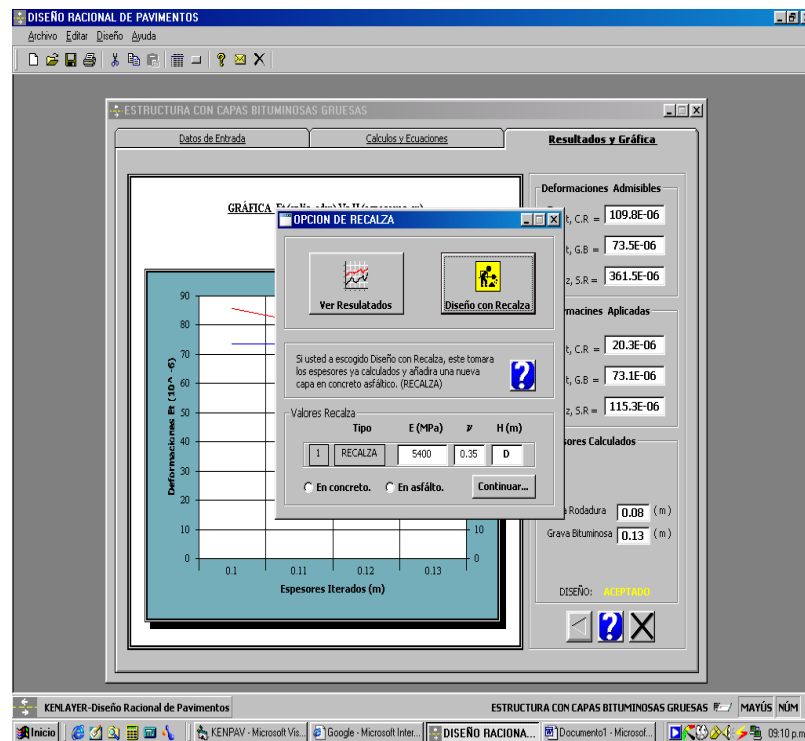


Figura N° 30. Posibilidad de recalza - Estructura con capas bituminosas gruesas.

Si se desea realizar un diseño con recalza, se oprime el otro botón que mostrará dos alternativas ubicadas en la parte inferior de la ventana en la que solamente se debe escoger una; estas proponen dos materiales diferentes para realizar la recalza, asfalto o concreto, esta última corresponde al conocido whitetopping.

Escogido el material para realizar la recalza se digita en las cajas de texto que allí se encuentran las características del nuevo material, después se oprime el botón “Continuar” para seguir con el procedimiento.

Como el tráfico una vez ha finalizado el periodo de diseño aumenta, se realiza un recalcuro del tráfico para el diseño de la recalza, en el que se siguen los mismos procedimientos mencionados en el numeral 4.4 Tráfico.

De igual forma, como las características de los materiales se ven afectadas debido al uso que han tenido durante la puesta en servicio de la calzada, bajando sus propiedades mecánicas, estas deben ser ajustadas a nuevos valores que se adapten al deterioro sufrido. Para ellos es necesario únicamente llenar las columnas que indican los módulos de elasticidad (E) en MPA, E_6 por 10^6 y los coeficientes de Poisson (ν).

DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

ESTRUCTURA CON CAPAS BITUMINOSAS GRUESAS (RECALZA)

Datos de Entrada

Información Conocida: CAPAS: 3, CAM: 1, Num. Ejes: 3.14E

Parámetros de Diseño Utilizados

NUEVO TRAFICO PARA LA RECALZA

Opciones: ☒ Tráfico conocido, ☐ CAM y N

Variables: MJA: 450, n: 20 (años), i: 7 (%), CAM: 1, Nt: 6.734E6 (13 Ton)

Datos Estructurales

Capa	E (10 ⁴ kg/cm ²) (MPa)	E ₆ (10 ⁶ kg/cm ²) (MPa)	E ₆ (10 ⁶ kg/cm ²) (10e-6)	-1/D	SN	SH (cm)	R (%)	H (m)
Capa Rodadura	7200		150	5	0.25	1	0.35	0.06
Grava Bituminosa	12300		90	5	0.3	2.5	0.35	0.12
Subrasante	-----	120	-----	---	---	---	0.35	-----

Figura N° 31. Recalcuro del tráfico - Estructura con capas bituminosas gruesas.

Capa	E (10°C, 10Hz) (MPa)	E (15°C, 10Hz) (MPa)	E _s (10°C, 25Hz) (10e-6)	-1/b	SN	Sh(cm)	ρ	R (%)	H (m)
Capa Rodadura	7200	5400	150	5	0.25	1	0.35	12.0	0.06
Grava Bituminosa	12300	2000	90	5	0.3	2.5	0.35	12.0	0.12
Subrasante	---	120	---	---	---	---	0.35	Tabla	---

Figura N° 32. Datos de entrada nuevos para la recalza - Estructura con capas bituminosas gruesas.

El procedimiento que sigue el programa para el cálculo de la recalza es el mismo mencionado para el diseño de una estructura nueva de pavimento, con la diferencia que adiciona la nueva capa de recalza.

Ecuaciones (Deformaciones)

$$\epsilon_{r,adm} = \epsilon_0 \left(\frac{NE}{1 \times 10^6} \right)^b \sqrt{\frac{E(10^\circ C)}{E(15^\circ C)}} * K_c * K_r * K_f$$

$$\epsilon_{z,adm} = 0.012 (NE)^{-0.222}$$

Ecuaciones (K_r, delta)

$$K_r = 10^{-U \cdot b \cdot \delta}$$

$$\delta = \sqrt{(SN)^2 + \left(\frac{c \cdot Sh}{b} \right)^2}$$

Estructura

N°	Tipo	E (MPa)	ρ	H (m)
R	C.R	5400	0.35	0
1	C.R	5400	0.35	0.06
2	G.B	2000	0.35	0.12
3	B	400	0.35	0.25
4	S.B	400	0.35	0.25
5	S.B	300	0.35	0.25
6	SUBR	120	0.35	

Variables Calculadas

Capa	K _c	K _r	δ	K _s
Capa Rodadura	1.1	0.865	0.269	1
Grava Bituminosa	1.3	0.809	0.391	1

Deformaciones Admisibles

	ε _t	ε _z
C.R	112.5E-06 ()	
G.B	160.3E-06 ()	
S.B	365.9E-06 ()	

Figura N° 33. Cálculos y ecuaciones con recalza - Estructura con capas bituminosas gruesas.

Por último, los resultados obtenidos son el espesor de la grava bitumen y el espesor de la recalza realizada, éste se encuentra en un cuadro aparte de los otros espesores de la estructura.

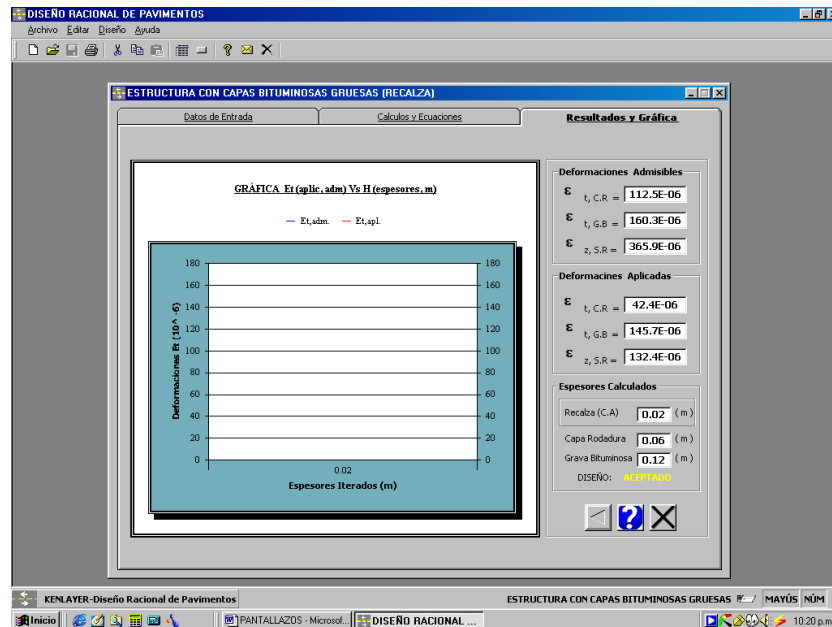


Figura N° 34. Resultados y gráfica con recalza – Estructura con capas bituminosas gruesas

2.1.5.7.- ESTRUCTURA CON CALZADA EN CONCRETO

Para seleccionar este tipo de estructura se sigue el mismo procedimiento mencionado en el numeral 4.8 Estructura con capas bituminosas gruesas.

La ventana **Estructura con Calzadas en Concreto** contiene tres ficheros entre los que se encuentra **Datos de Entrada**, muestra en el cuadro “Información conocida” el número de capas de la estructura, el valor del CAM y el valor del tráfico acumulado (N). En “Parámetros de diseño” aparecen el radio de contacto en m, la presión de contacto en MPA, la distancia entre ejes en m y el número de posiciones de ejes que será empleado para el cálculo de deformaciones aplicadas. En “Estructura” se visualizan cada una de las capas con los respectivos parámetros a evaluar.

Adicional a otras estructuras de pavimento, este fichero contiene dos cuadros más, entre los que tenemos “Características de la calzada” que como su nombre lo dice, consta de características propias de las estructuras con calzadas en concreto, como lo son “concreto continuo”, “con pasadores” o “sin pasadores y no armadas”, de estas tres opciones de debe escoger sólo una. También contiene un cuadro llamado “Optimizar” que brinda la posibilidad de escoger entre dos capas que conforma la estructura cual es la que se desea optimizar, “Espesor de concreto” o “Espesor de fundación”.

Capa	E (MPa)	ν	σ_6 (MPa)*	-1/b	SN	Sh(cm)	R (%)	H (m)
Concreto	35000	0.25	2.15	16	1	1	5.0	D
Fundación	24000	0.25	1.63	15	1	3	50.0	15
Subrasante	50	0.35	-----	-----	-----	-----	Tabla	-----

Figura N° 35. Datos de entrada – Estructura con calzada en concreto.

Por último, en “Datos estructurales” se piden valores de las diferentes características de los materiales que hacen parte de la estructura, los cuales deben ser digitados en las cajas de texto correspondientes a la capa a la que pertenecen.

- **E:** Es el módulo de elasticidad del material en MPA.
- **ν :** Es el coeficiente de Poisson del material. **σ_6 (10 °C, 25Hz):** Es el esfuerzo para el cual la ruptura convencional en flexión sobre la probeta es obtenida al aplicar 1×10^6 ciclos a una temperatura de 10 ° C y a una frecuencia de 25 Hz. Este valor es dado por 10^6 .

- **-1/b**: Es la pendiente de la ley de fatiga del material.
- **SN**: Es la dispersión del material en el ensayo de fatiga.
- **S h**: Es la dispersión del material por extendido en la construcción, dado en cm.
- **R**: Es el riesgo de ruina admitido para el periodo de diseño, dado en porcentaje.
- **H**: Es el espesor de la capa dado en m.

La columna “R (%)” correspondiente al riesgo de ruina admitido para el periodo de diseño tiene la posibilidad de escoger el riesgo en cajas de selección desplegables, cabe aclarar que en la parte inferior de esta columna se encuentra el botón “Tabla” en el que se puede ver el valor de riesgo recomendado para este tipo de estructura según el tráfico que presente.

Una vez se está de acuerdo con la información contenida en el fichero **Datos de Entrada** se oprime el botón que indica pasar al fichero siguiente, representado con un triángulo, ubicado en el centro del mismo, el cual abrirá el fichero **Cálculos y Ecuaciones**.

El fichero **Cálculo y Ecuaciones** contienen en la parte superior un cuadro de “Ecuaciones” en donde se muestran las ecuaciones empleadas para el cálculo de admisibilidades. Además, un cuadro de “Variables calculadas” que consta de cajas de texto con valores que corresponden a variables necesarias para el cálculo de las deformaciones y esfuerzos admisibles.

- **Kc**: Es un coeficiente de ajuste destinado a calibrar los resultados del modelo de cálculo en base al comportamiento de calzadas del mismo tipo.
- **Kr**: Es un coeficiente que se ajusta al valor de la deformación admisible del riesgo de cálculo retenido en función de los factores de dispersión sobre el espesor y sobre los resultados de los ensayos de fatiga.
- δ : Es la desviación estándar de la distribución del log N a la ruptura

- **Ks:** Es un coeficiente de corrección que tiene en cuenta el efecto de las heterogeneidades locales de la portancia de la capa de baja rigidez que soporta a las capas tratadas.

El cuadro de “Estructura” presenta características como módulo de elasticidad (E) en MPA, coeficiente de Poisson (ν) y espesor de los materiales (H) en m que hacen parte de cada una de las capas de la estructura de pavimento en cajas de texto que pueden ser editadas.

Por último, el cuadro de “Deformaciones admisibles” ubicado en la parte inferior del fichero contiene el esfuerzo admisible en la base de la capa de concreto ($\sigma_{t,CC}$)

Base de la capa de fundación ($\sigma_{t,Fun}$), y la deformación admisible en la superficie de la sub rasante ($\epsilon_{z,SR}$), estos parámetros son evaluados para llevar a cabo la optimización de la capa escogida para optimizar.

DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS

Archivo Editor Diseño Ayuda

ESTRUCTURA CON CALZADA EN CONCRETO

Datos de Entrada **Cálculos y Ecuaciones** Resultados y Gráfica

Ecuaciones (Esfuerzos y Deformaciones)

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_0 \left(\frac{NE}{1 \times 10^6} \right)^b * Kc \cdot Kd \cdot Kr \cdot Ks$$

$$\epsilon_{z,adm} = 0.012 (NE)^{-0.222}$$

Ecuaciones (Kr, delta)

$$Kr = 10^{-U \cdot b \cdot \delta}$$

$$\delta = \sqrt{(SN)^2 + \left(\frac{c \cdot Sh}{b} \right)^2}$$

Estructura

Nº	Tipo	E (MPa)	ν	H (m)
1	C.C	35000	0.25	D
2	Fund	24000	0.25	15
3	SUBR	50	0.35	

La estructura con los valores respectivamente mostrados por capa, serán con los cuales se calcularán los Esfuerzos Aplicados.

Variables Calculadas

Capa	Kc	Kr	δ	Ks
Losa de Concreto	1.5	0.780	1.05	1.0
Fundación	1.5	1.000	1.345	0.91

Deformaciones Admisibles

$\sigma_{t,C,C} = 1.489$ (MPa)

$\sigma_{t,Fun} = 1.918$ (MPa)

$\epsilon_{z,S,R} = 361.5E-06$ ()

CALCULAR

KENLAYER-Diseño Racional de Pavimentos

ESTRUCTURA CON CALZADA EN CONCRETO MAYÚS NÚM

Inicio PANTALLAZOS - Microsoft DISEÑO RACIONAL ... 10:47 p.m.

Figura N° 36. Cálculos y ecuaciones – Estructura con calzada en concreto.

El botón “Calcular” ubicado en la parte inferior abrirá el fichero **Resultados y Gráfica**, el cual muestra en la parte superior la deformación y los esfuerzos admisibles antes calculados.

De forma interactiva muestra en una gráfica como va variando los esfuerzos de tracción aplicados en la base de la capa escogida para optimizar, la cual corresponde a un espesor determinado por el programa; ubicado en la parte inferior de éste fichero irá aumentando en la medida que la estructura presente esfuerzos de tracción aplicados mayores a la esfuerzos admisibles.

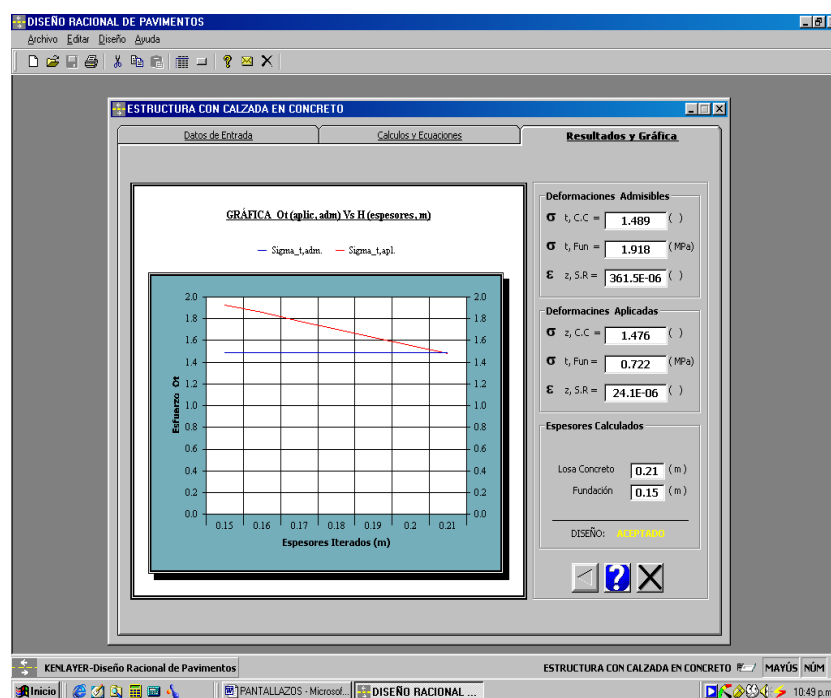


Figura N° 37 Resultados y gráfica – Estructura con calzadas en concreto.

Al igual que las otras estructuras, la estructura con calzada en concreto se le puede realizar recalza, puede ser diseñada con materiales que contengan asfalto o concreto. El procedimiento a seguir es el mismo explicado en el numeral 4.8 Estructuras con capas bituminosas gruesas.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DE RESULTADOS

3.1.- RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DE MÉTODOS RACIONALES

3.1.1.- APLICACIÓN METODO AASTHO .-Ahora bien para hacer el análisis más completo vamos a calcular el diseño de espesores mediante la norma AASTHO que es la que mejores resultados a dado en nuestro medio pero fundamentalmente es la que más se usa a falta de estudios hechos para nuestro medio.

Se calculará el paquete estructural con los siguientes valores: primeramente se calculara W18 para lo cual se procede así: Basado en el método ASSTHO.

Variables del diseño Método AASHTO

- Tránsito (N): ejes equivalentes de 8.2 ton. (S.R.D.).
- Serviciabilidad: P_o , P_F , ΔPSI .
- Confiabilidad: R , Z_r , S_o .
- Resistencia de la sub rasante, M_{R3}
- Propiedades de los materiales.
- Coeficiente de drenaje.
- Número estructural.

Figura N° 38 formula método AASTHO

FORMULA GENERAL MÉTODO AASHTO

$$\text{Log}(N) = Z_r * S_o + 9.36 * \text{Log}(SN + 1) - 0.2 + \frac{\text{Log}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.4 + \frac{1.094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \text{Log}(MR) - 8.07$$

Donde:

N: Numero de ejes equivalentes de 8.2 Ton

Z_r: Desviación normal estándar

S_o: Error estándar

ΔPSI: Perdida del Índice de Serviciabilidad

M_R: Módulo resiliente de la subrasante

S_N: Numero estructural Total del Pavimento.

Tabla N° 12 Tramo Vial: Puerta al Chaco- Canaletas
Composición Vehicular Promedio por Estación

	LIVIANOS		BUSES			CAMIONES				OTROS	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
ESTACIÓN	Automóviles	Camiones	Microbuses	Medianos	Grandes	Pequeños	Medianos	Grandes	Pesados	Mac. pesada	TOTAL
	Vagonetas	tas	hasta	22 a 36	mayor a 36	Ejes Simples	Ejes Simples	Ejes Tándem	Ejes Tridem	Cosecha-	
	Jeeps	Minibuses	21 pasajeros	pasajeros	pasajeros	Máximo 6 ruedas	Máximo 6 ruedas	Mínimo 10 ruedas	Mínimo 12 ruedas	Tractores y otros	
PUERTA AL CHACO- CANALETAS	40	0	45	43	0	0	27	33	3	0	281
	45.90%	32.74%	2.84%	0.35%	3.55%	7.11%	2.84%	3.2%	1.06%	0.35%	100.0%

Tabla N° 13

Factor de distribución por dirección

Número de carriles en ambas direcciones		<i>LD</i> ¹⁰
2		50
4		45
6 o más	40	

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1,993

Tabla N° 14

Factor de distribución por carril

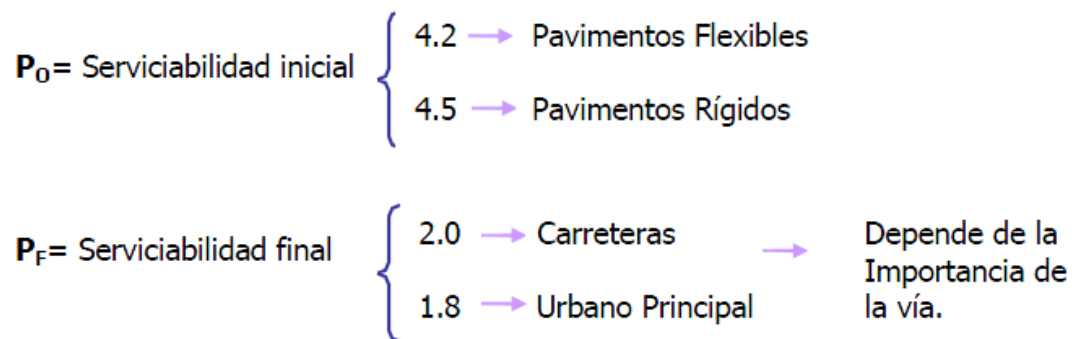
Número de carriles en una sola dirección	<i>LC</i> ¹¹
1	1.00
2	0.80-1.00
3	0.60-0.80
4	0.50-0.75

Fuente: Guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASHTO, 1,993

Tabla N° 15
Calculo ESAL'S

TIPO DE VEHICULO	%	COMPOSICIÓN VEHICULAR	% TASA	FAC- TOR	COMPOSI- CIÓN VEHICULA R IPDA	COEF DE EJES EQUIVALENTES	FAC. TRAFICO X CARRIL	FACTOR DISTRIBU- CIÓN CARRIL	DIAS AÑO	TRÁFICO ESALS
AUTOMOVILES	20,7253886	40	4	29,78	1191,2	0,001	0,55	1	365	239,1334
MINIBUSES	0	0	4	29,78	0	0,003	0,55	1	365	0
MICROBUSES	23,3160622	45	4	29,78	1340,1	0,156	0,55	1	365	41967,9117
B2 BUSES MEDIANOS	22,2797927	43	4	29,78	1280,54	3,593	0,55	1	365	923646,7792
B3 BUSES GRANDES	0	0	4	29,78	0	3,656	0,55	1	365	0
CM2 CAMIONES MEDIANOS	13,9896373	27	4	29,78	804,06	3,787	0,55	1	365	611278,7754
C2 CAMIONES GRANDES	17,0984456	33	4	29,78	982,74	2,757	0,55	1	365	543914,8966
T-S SEMIREMOLQUES	2,59067358	5	4	29,78	148,9	4,152	0,55	1	365	124110,2346
C-R REMOLQUES	0	0	4	29,78	0	4,152	0,55	1	365	0
TOTAL	100	193					NÚMERO ESALS DISEÑO			2245157,731
									adoptad o	
MJA		65								

Serviciabilidad



ΔPSI : Perdida de Serviciosibilidad **$\Delta PSI = P_0 - P_F$**

Generalmente $\rightarrow \Delta PSI = 2.2$

Confiabilidad:

Tabla N° 16 Valores de Confiabilidad

CONFIBILIDAD %	DESVIACIÓN NORMAL ESTÁNDAR ZR	CONFIABILIDAD %	DESVIACIÓN NORMAL ESTÁNDAR ZR
50	0.0000	92	1.405
60	0.253	93	1.476
70	0.524	94	1.555
75	0.674	95	1.645
80	0.841	96	1.763
85	1.037	97	1.881
90	1.283	98	2.054
91	1.340	99	2.327
		99.9	3.090

R=90 %

Zr=1.283

Error estándar:

So= 0.44 →

Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en la estimación del transito

So= 0.49 →

Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en estimación del transito. Nc=50%

So = **0.49** porque los datos del transito viene de una serie de suposiciones

Resistencia de los materiales y propiedades de los Materiales:

$$M_R = 2555 \cdot CBR^{0.64}$$

(Relación empírica)

C.B.R. de diseño de la sub rasante = 5 %

C.B.R. de la capa base granular = 80 % (mínimo exigido)

C.B.R. de la capa sub base granular = 40 % (mínimo exigido)

CALCULOS

M _{R3} Sub rasante =	7157,01	PSI	492,47	kg/cm ²
M _{R1} Base =	42205,45	PSI	2907,11	kg/cm ²
M _{R2} Sub Base =	27083,71	PSI	1865053	kg/cm ²

Coeficientes estructurales adoptados*:

<u>Estructura</u>	<u>Coeficiente estructural</u>
Carpeta asfáltica	$a_1 = 0.44 / \text{in}$
Base granular (C.B.R. = 80%)	$a_2 = 0.14 / \text{in}$
Sub base granular (C.B.R. = 30%)	$a_3 = 0.12 / \text{in}$

* *Especificaciones INVIAS.*

Coeficiente de drenaje : El método tiene en cuenta la influencia del agua en la resistencia y potencial expansión de la sub rasante, así como en la resistencia de las capas de pavimento, siendo los factores de drenaje recomendados por la AASHTO solo para capas granulares los cuales modifican los coeficientes estructurales de cada una de las capas, tales factores son medida de calidad del drenaje el cual se determina por el tiempo de permanencia del agua en la estructura del pavimento, y la capacidad de este para perder agua, hasta un nivel de saturación del 50 %, así la calidad de drenaje se califica como a continuación se presenta:

Tabla N° 17 coeficientes de drenaje

Tiempo de Evacuación	Calidad de Drenaje
2 Horas	Excelente
1 Día	Bueno
1 Semana	Aceptable
1 Mes	Pobre
No Drena	Muy Pobre

$$\% \text{ Tiempo} = \frac{\text{Tiempo de máxima Presipitación}}{\text{Tiempo total del Año}} * 100\%$$

Coeficientes de Drenaje para pavimentos flexibles (m_x)

Calidad de Drenaje	P=% del tiempo en que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	<1%	1%-5%	5%-25%	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy Pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Fuente: Guía para Diseño de Pavimentos, AASHTO 1,993

Para el proyecto se adopta los siguientes coeficientes de drenaje:

$$m_2 = 1.05$$

$$m_3 = 1.05$$

Cálculo de espesores

Debemos respetar los valores mínimos recomendados por la AASHTO

Tabla N° 18 Espesores mínimos

ESPESORES MÍNIMOS		
N*10⁶	C.A (in)	B.G (in)
< 0.05	1.0 o TSD	4.0
0.05 - 0.15	2.0	4.0
0.15 - 0.50	2.5	4.0
0.50 - 2.00	3.0	6.0
2.00 - 7.00	3.5	6.0
>7.00	4.0	6.0

Así:

$$H_{\text{SUB-BASE}} = \frac{S_N - a_1 * H_1 - a_2 * H_2 * m_2}{a_3 * m_3}$$

Como nuestro valor de N es igual a N = 2245157.73 los valores mínimos para la carpeta asfáltica es igual a.

$$h1 \text{ min} = 3.5''$$

Para la base granular

$$h2 \text{ min} = 6''$$

El cálculo de los espesores estará en función de los números estructurales y los coeficientes siguiendo la siguiente teoría

Numero estructural: Es un número abstracto, que representa la resistencia total de la estructura del pavimento, y es igual a la sumatoria del producto de los espesores de cada capa (H_i o D_i) por su coeficiente estructural (a_i) y por el coeficiente de drenaje (m_i).

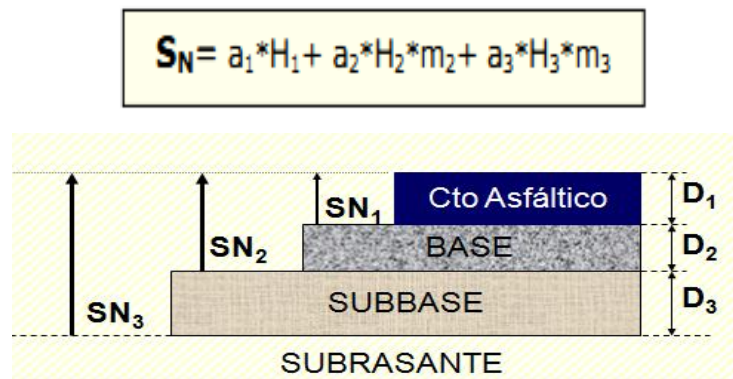
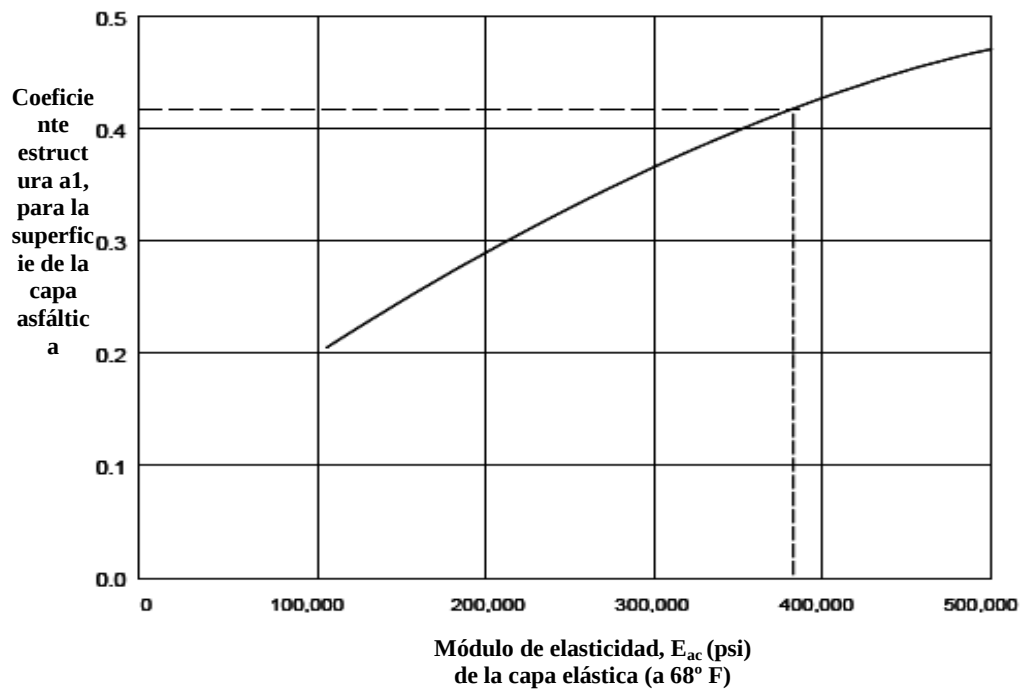


Figura N° 39 cálculos de espesores del paquete estructural

Figura N°40 Gráfica – Coeficiente estructural a partir del módulo elástico del CA



Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASTHO, 1993

Figura N° 41 Gráfica – Variación en el coeficiente estructural de la capa de base

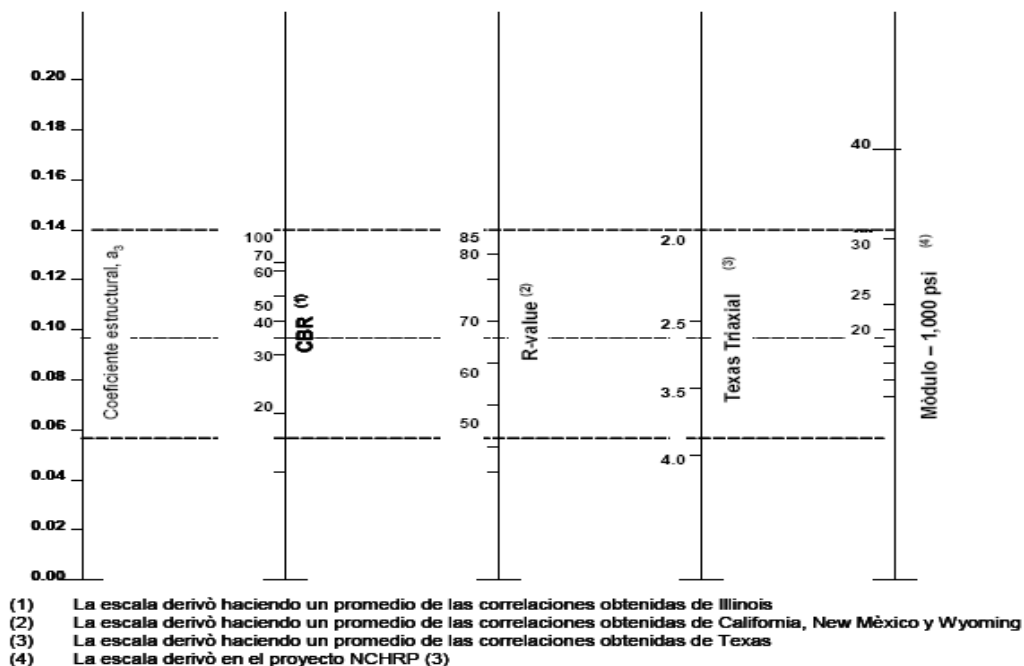
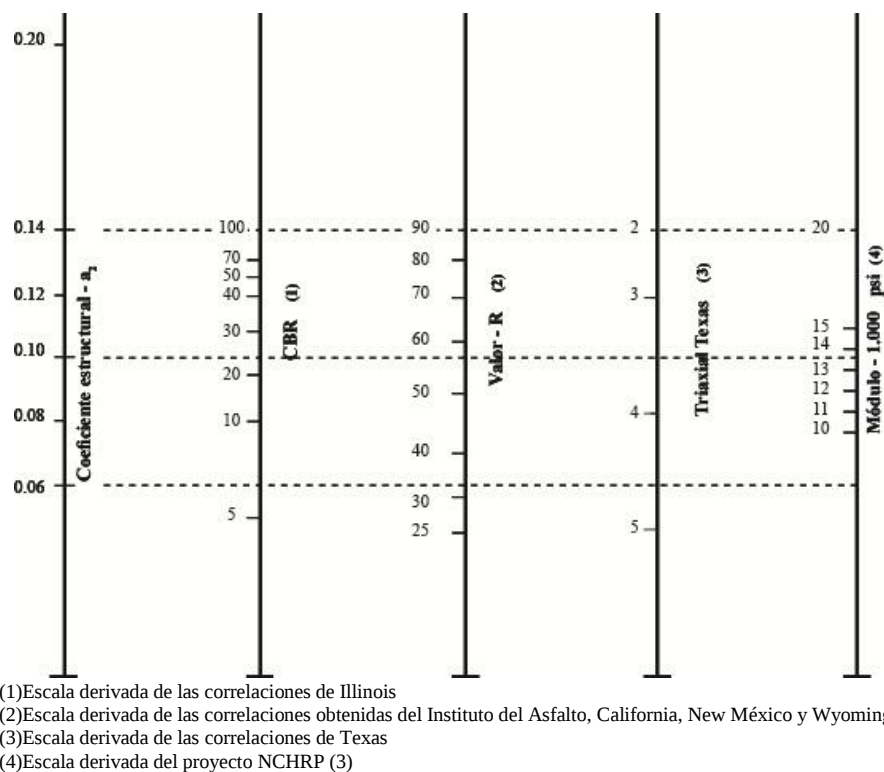


Figura N° 42 Gráfica – Variación en el coeficiente estructural de la capa de sub-base



Se calculara el paquete estructural con los siguientes valores encontrados:

$$R = 90 \%$$

$$S_o = 0.49$$

$$W_{18} = 2.245 \times 10^6$$

$$\Delta = 2.2$$

Tabla N° 19

Materiales de diseño

DATOS DE LOS MATERIALES DE DISEÑO

MATERIAL	MR (Psi)	AI	mi
capa asfáltica	400000	0,44	
Base	42205,45	0,14	1,05
Sub base	27083,71	0,12	1.05
Sub rasante	7157,01		

Se calcula el valor de SN1 utilizando el programa **AASHTO**

Para un CBR de 5%: suelo del tipo a4; del tipo a2 12% y roca 40% de sub rasante

Figura N° 43 cálculos de SN1 por método AASTHO

- 1) base , así se calcula el SN1 que debe ser absorbido por el concreto asfáltico en función de la formula siguiente:

$$D1 \geq SN1 / a1 = 2.06/0.44 = 4.68$$

“Comparando con h min del concreto 4.68” > 3.5” ok asumo 4.72”

Entonces el SN1* absorbido por el concreto asfáltico conforme la fórmula es:

$$SN1^* = a1 \times D1^* = 0.44 \times 4.72 = 2.078 > 2.06 \text{ ok}$$

Después se calcula el espesor mínimo de la capa de base, conforme a la fórmula:

Figura N° 44 cálculos de SN2 por método AASTHO

$$D2 \geq SN2 - SN1^* / a2 \text{ m2}$$

$$D2 \geq 2.44 - 2.078 / 0.14 \times 1.05 = 3.61''$$

Comparando con $h2 \text{ min } 3.61'' < 6 \text{ ADOPTO } 6''$

Entonces el $SN2^*$ absorbido por la base es:

$$SN2^* = a2 \text{ m2 } D2^*$$

$$SN2^* = 0.14 \times 1.05 \times 6 = 2.96 > 2.6 \text{ ok}$$

Después se calcula el espesor de la sub base conforme a la fórmula:

Figura N° 45 cálculos de SN3 por método AASTHO

$$D3 \geq (SN3 - SN2^*) / a3 \text{ m3}$$

$$D3 \geq (3.94 - 2.96) / 0.12 \times 0.8 = 7.77 \text{ “adopto 8”}$$

En resumen se muestra la siguiente tabla de resultados de los diferentes suelos del tramo Puerta al chaco –Canaletas por método AASTHO

Tabla N° 20 Resultados de espesores método AASTHO

SUBRASANTE	CAPAS	PULG	CM
CBR 5%	CAPA ASFALTICA	4.72	12
	BASE	6	15
	SUBBASE	8	20

SUBRASANTE	CAPAS	PULG	CM
CBR 12%	CAPA ASFALTICA	4.72	12
	BASE	6	15
	SUBBASE	3.5	10

SUBRASANTE	CAPAS	PULG	CM
CBR 40%	CAPA ASFALTICA	4.72	12
	BASE	6	15
	SUBBASE	N	N

3.1.2.- FACTORES DE ENTRADA AL PROCESO DE DISEÑO MECANICISTA

3.1.2.1.- TRÁNSITO VEHICULAR

Su caracterización es fundamental, y a la vez muy complicada dada la gran variedad y tipos de vehículos y, por tanto, de cargas que se pueden encontrar en la actualidad en el País como en el Departamento de Tarija.

El Estudio de Tráfico realizado; comprende la siguiente Composición Vehicular:

Tabla N° 21**Tipos de vehículos**

1	AUTOMOVILES	VEHÍCULOS LIVIANOS
2	CAMIONETAS	
3	JEPS Y VAGONETAS	
4	MICROBUSES	
5	BUS MEDIANO	VEHÍCULOS MEDIANOS
6	BUS GRANDE	
7	CAMIÓN PEQUEÑO	
8	CAMIÓN MEDIANO	CAMIÓN ACOPLADO
9	CAMIÓN GRANDE	
10	CAMIÓN ACOPLADO	
11	MOTOCICLETAS	OTROS

- **MJA: Número de Vehículos Pesados**

El estudio se fija en el análisis de los vehículos pesados que transitan por nuestras carreteras de estudio en los tramos ya mencionados como uno de los parámetros principales de entrada al programa computacional **KENPAV**, y es uno de los parámetros que tiene mayor incidencia en el resultado de esfuerzos y deformaciones.

Gracias a los aforos realizados por fuente propia de tales tramos se pudo aforar y conseguir sus volúmenes aproximados y; se tiene la siguiente información con respecto a los vehículos pesados que circulan por las rutas en estudio de cada tramo en particular.

Tabla N° 22
Resultado de aforo de vehículos Tramo Puerta al Chaco Canaletas

TIPO DE VEHICULO	%	COMPOSICIÓN VEHICULAR	% TASA	FAC- TOR	COMPOSI- CIÓN VEHICULA R TPDA	COEF DE EJES EQUIVALENTES	FAC. TRAFICO X CARRIL	FACTOR DISTRIL- CARRIL	DIAS AÑO	TRÁFICO ESALS
AUTOMOVILES	20,7253886	40	4	29,78	1191,2	0,001	0,55	1	365	239,1334
MINIBUSES	0	0	4	29,78	0	0,003	0,55	1	365	0
MICROBUSES	23,3160622	45	4	29,78	1340,1	0,156	0,55	1	365	41967,9117
B2 BUSES MEDIANOS	22,2797927	43	4	29,78	1280,54	3,593	0,55	1	365	923646,7792
B3 BUSES GRANDES	0	0	4	29,78	0	3,656	0,55	1	365	0
CM2 CAMIONES MEDIANOS	13,9896373	27	4	29,78	804,06	3,787	0,55	1	365	611278,7754
C2 CAMIONES GRANDES	17,0984456	33	4	29,78	982,74	2,757	0,55	1	365	543914,8966
T-S SEMIREMOLQUES	2,59067358	5	4	29,78	148,9	4,152	0,55	1	365	124110,2346
C-R REMOLQUES	0	0	4	29,78	0	4,152	0,55	1	365	0
TOTAL	100	193					NÚMERO ESALS DISEÑO			2245157,731
									adoptad o	
MJA		65								

Con estos valores promedios de vehículos pesados (**MJA**) para cada tramo los que mostraremos más adelante en la introducción de los mismos en el programa que son 41 y 65 para puerta al chaco –canaletas y campo pajoso –cara parí respectivamente para luego introducirlos como parámetros en el programa **KEMPAV** y realizar los cálculos de esfuerzos y deformaciones ..

3.1.2.2.- CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

MÓDULO PLATAFORMA SOPORTE.-

El módulo resiliente para la plataforma soporte se obtuvo a través de las correlaciones basadas en el ensayo CBR, que es de relativamente fácil ejecución, mientras que los ensayos mencionados anteriormente para caracterizar los materiales son muy costosos y no son accesibles en nuestro medio.

En el libro Diseño Racional de Pavimentos del Centro Editorial Javeriano de Colombia, que nos sirvió como guía para el siguiente trabajo se propone trabajar con la fórmula:

$$E = 5 * CBR \text{ (MPA)}$$

Para poder realizar el análisis de la influencia de los diferentes tipos de terrenos existentes en nuestro medio, se adoptó los siguientes valores de CBR de sub rasantes:

Tabla N° 23

Valores del CBR en el Tramo

Sub rasante 1	de CBR	5%	E = 25 MPA
Sub rasante 2	de CBR	12%	E=60 MPA
Sub rasante 3	de CBR	40%	E =200 MPA

Los valores fueron encontrados en el Tramo mediante el ensayo de CBR para aplicación del programa Kenpav.

KENPAV.

MÓDULOS DE CAPAS:

Para determinar las características de los materiales granulares se usó el criterio de fijar el módulo de una capa en función del módulo de la capa subyacente, y del espesor de la capa en mm.

Módulo de Capa de Rodadura:

Se adoptó el valor de 5400 MPA que viene por defecto en el programa para el módulo de la capa de rodadura para pavimento flexible y un espesor de 5 cm para esta capa.

Módulo de Capa Base:

Se tomó en cuenta tres tipos de materiales para determinar los módulos de la capa base, y son los siguientes:

CATEGORIA 1* $E_{GNT} = 600 \text{ MPA}$	--- Capa Base de Características óptimas
CATEGORIA 2* $E_{GNT} = 400 \text{ MPA}$	--- Capa Base de Características regulares
CATEGORIA 3* $E_{GNT} = 200 \text{ MPA}$	--- Capa Base de Características mínimas

Para la capa sub-base se tiene que tiene una grava no tratada, cuyo módulo de Young para un espesor de 25 cm de subcapa varía así:

Tabla N° 24**Valores de K para gravas no tratadas**

CATEGORÍA	1	2	3
K	3	2.5	2

K depende de las características de la G_{NT}

RELACIÓN DE POISSON:

A falta de ensayos o valores particulares para cada tipo de estos materiales el coeficiente de Poisson tendrá un valor 0.35

3.1.3.- MÉTODO RACIONAL MEDIANTE EL PROGRAMA KENPAV

Para realizar la aplicabilidad de los Métodos Racionales se utilizó el Programa **KENPAV**, que es un software desarrollado para trabajar en un ambiente de Windows, sobre una plataforma elaborada en Visual Basic, y está elaborado para diseñar pavimentos optimizando una capa de la estructura escogida de acuerdo con parámetros definidos.

El programa **KENPAV**, utilizado en el presente trabajo; fue realizado en Colombia y está elaborado para diseñar pavimentos optimizando una capa de la estructura escogida de acuerdo a parámetros antes definidos por el usuario.

El programa permite observar el comportamiento que sigue la estructura de pavimento con respecto a algunos parámetros evaluados al aumentar el espesor de la capa a optimizar, además de facilitar la elaboración de análisis gráficos.

Las componentes de entrada al proceso de diseño se refieren a la geometría de la estructura; básicamente son los espesores de cada capa, las propiedades de los materiales que conforman cada una de esas capas, que serán módulos dinámicos o

resilientes, y el nivel de tránsito vehicular definido ya sea en ejes equivalentes, o preferentemente a través de su correspondiente espectro de distribución de cargas. La selección del diseño inicial consiste en una primera estimación de valores para esas componentes de entradas.

Definido el diseño inicial se procede al cálculo de lo que se va a llamar, las respuestas estructurales en la sección estructural del pavimento. Estas respuestas estructurales consisten en conocer la distribución de esfuerzos (σ), deformaciones unitarias (ϵ), y deflexiones (δ). El cálculo se realiza básicamente considerando al pavimento como un medio multicapas en donde el comportamiento de los materiales se basa en la teoría de la elasticidad, como se aprecia en la figura el proceso compara las solicitaciones críticas, y se termina hasta lograr el cumplimiento de los requisitos de diseño.

PAVIMENTO FLEXIBLE.-

Como se observa para iniciar a utilizar el programa (kenlayer hecho) KEMPAV debo de tener ya sus dos parámetros de entrada que son muy importantes y que de aquí derivan todos los cálculos posteriores a efectuarse por el programa. Para el tramo puerta al Chaco- Canaletas según la información proporcionada por el SEDECA (servicio departamental de caminos) encontramos un CBR del tramo promediado a un dos tipos de suelos reinantes en el tramo de estudio que son A4 A2 y roca y respectivamente .Entonces para el valor de CBR 5% se inicia introduciendo este valor en los datos de entrada junto con el valor del tránsito calculado del tramo puerta al chaco –Canaletas entonces se observa que el programa calcula el número de vehículos pesados acumulados.

También buscado de tablas buscamos el valor del coeficiente de agresividad media CAM por el cual el valor nos da según el número de vehículos pesados n T1 que nos permite ver en tablas el valor de 0.5. Después como se observa en las gráficas escogemos la opción tráfico bajo (c asfáltica) que sirve para nuestro caso.

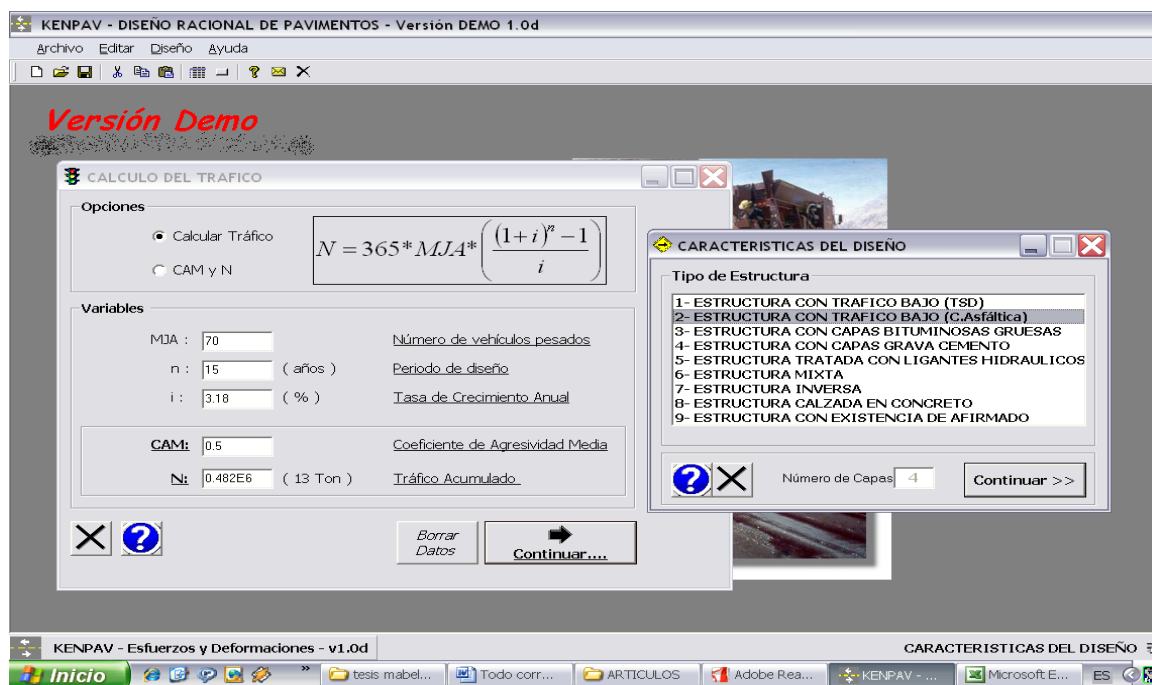


Figura N° 46 Gráfica - Elección de estructura - Estructura con tráfico bajo (T.S.D)

Luego llenamos de características del suelo para las capas de sub rasante sub base no tratada base y capa de rodadura además de sus diferentes módulos de Poisson ,para la iteración que realiza el programa se debe primero asumir la altura de la capa de rodadura por el que la capa asfáltica tendrá el valor de 5 cm y la sub base el valor de 15 cm por el cual se iterara el valor de la capa de base.

Después de verificar todos los datos que se ven en la pantalla que puede mostrar el programa para continuar con el cálculo entonces con estos datos módulo de Poisson numero acumulado de vehículos pesados coeficiente de agresividad media y módulo de elasticidad de cada capa primeramente el programa calculara el modulo admisible de la sub rasante para estas características específicas de pavimento.

Por otra parte también el programa usando los parámetros de módulo de Poisson de elasticidad distancia entre ejes presión de inflado y radio de contacto mediante la idealización multicapas calcula las deformaciones de este tipo particular de suelo

Ahora el programa en base de estos pasos de procedimiento el programa calcula el espesor mínimo el cual será que para el programa acepte según al espesor de la capa de subbase es la que varía por tanto si el diseño no es aceptado o mejor dicho rechazado.

Entonces se va aumentando el valor del espesor de la sub base entonces finalmente el programa nos dará el mensaje de diseño aceptado por el cual a la deformación es menor al admisible entonces queda así el diseño aprobado por el programa los valores obtenidos de subbase Y base y capa de rodadura.

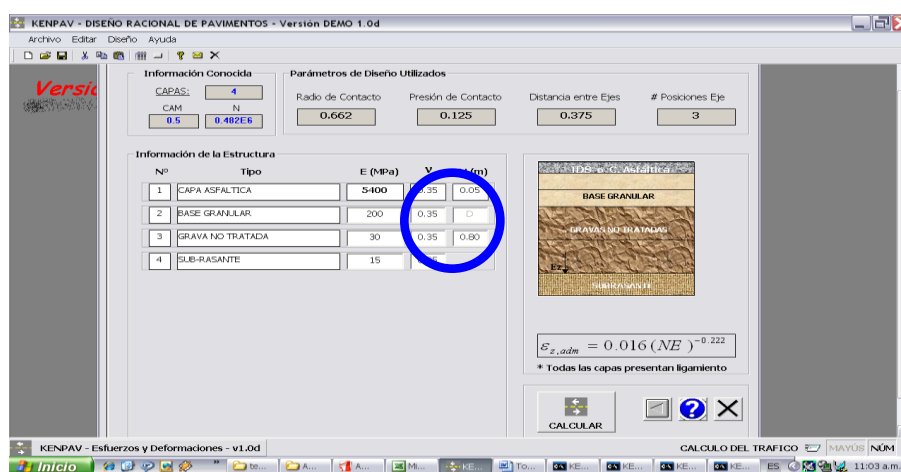


Figura N° 47 Gráfica – Verificación datos de entrada – Estructura con tráfico bajo T.S.D.)

Entonces de igual manera para el valor de A 4 con el mismo procedimiento se inicia introduciendo este valor en los datos de entrada junto con el valor del tránsito calculado del tramo puerta al chaco –Canaletas entonces se observa que el programa calcula el número de vehículos pesados acumulados.

También buscado de tablas buscamos el valor del coeficiente de agresividad media CAM por el cual el valor nos da según el número de vehículos pesados n T1 que nos permite ver en tablas el valor de 0.5. Después como se observa en las gráficas escogemos la opción tráfico bajo (c asfáltica) que sirve para nuestro caso.

Información de la Estructura

Nº	Tipo	E (MPa)	V	H (m)
1	CAPA ASFALTICA	5400	0.35	0.05
2	BASE GRANULAR	200	0.35	0.15
3	GRAVA NO TRATADA	30	0.35	0.40
4	SUB-RASANTE	15	0.35	0.15

Parámetros de Diseño Utilizados

Radio de Contacto: 0.662 Presión de Contacto: 0.125 Distancia entre Ejes: 0.375 # Posiciones Eje: 3

Información Conocida

CAPAS: 4 CAM: N 0.5 0.482E6

Gráfica de Estructura

BASE GRANULAR
GRAVA NO TRATADA
SUB-RASANTE

$\epsilon_{z,adm} = 0.016 (NE)^{-0.222}$

* Todas las capas presentan ligamiento

CALCULAR

Figura N° 48 Gráfica – Cálculo con datos de entrada – Estructura con tráfico bajo (T.S.D.)

Luego llenamos de características del suelo para las capas de sub rasante sub base no tratada base y capa de rodadura además de sus diferentes módulos de Poisson ,para la iteración que realiza el programa se debe primero asumir la altura de la capa de rodadura por el que la capa asfáltica tendrá el valor de 5 cm y la sub base el valor de 15 cm por el cual se iterara el valor de la capa de base.

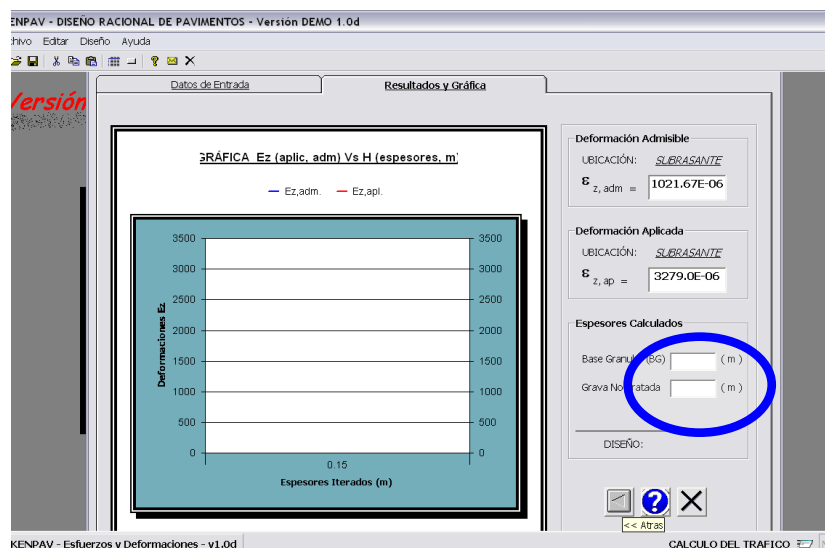


Figura N° 49 Gráfica - Iteración de espesores – Estructura con tráfico bajo A (T.S.D.)

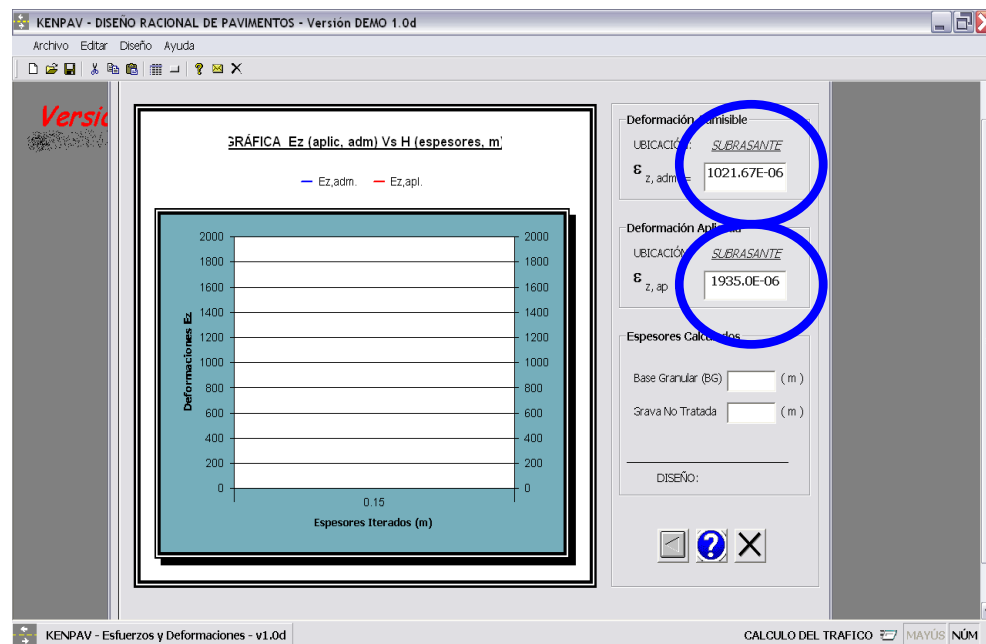


Figura N° 50 Gráfico - Iteración de espesores – Estructura con tráfico bajo B (T.S.D.)

Después de verificar todos los datos que se ven en la pantalla que puede mostrar el programa para continuar con el cálculo entonces con estos datos módulo de Poisson numero acumulado de vehículos pesados coeficiente de agresividad media y módulo de elasticidad de cada capa primeramente el programa calculara el modulo admisible de la sub rasante para estas características específicas de pavimento.

Por otra parte también el programa usando los parámetros de módulo de Poisson de elasticidad distancia entre ejes presión de inflado y radio de contacto mediante la idealización multicapas calcula las deformaciones de este tipo particular de suelo.

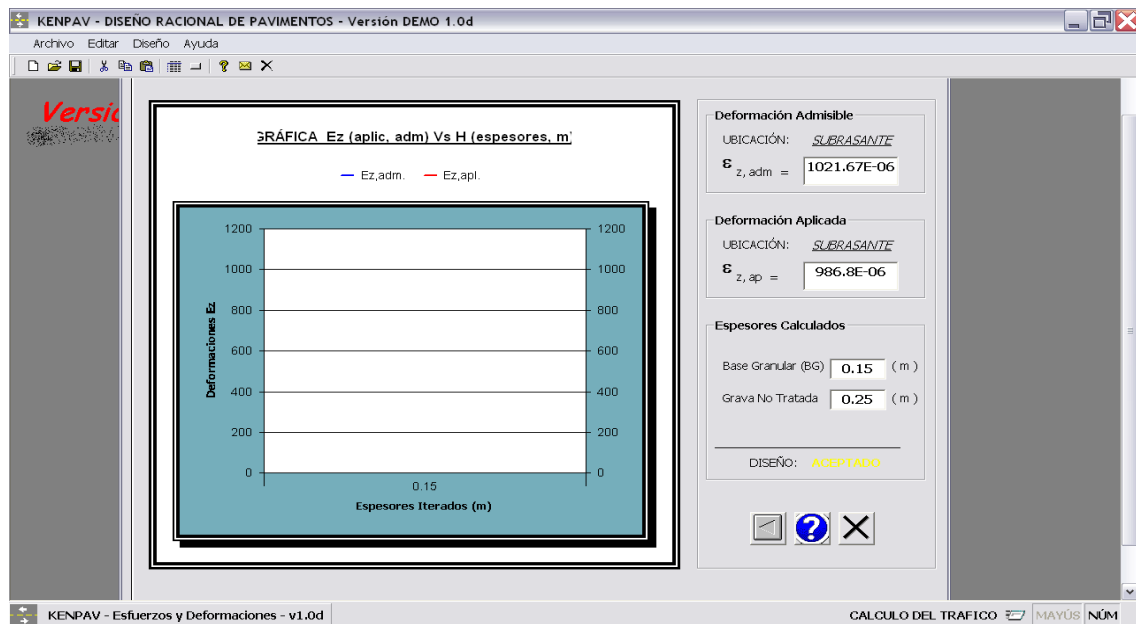


Figura N° 51 Resultados y gráfica - Estructura con tráfico bajo (T.S.D.).

Ya que nuestro diseño es aceptado mediante graficas de deformación admisible vs. deformación característica como muestra esta figura podemos entonces con esos resultados formar una tabla que nos demuestre los diferentes valores de deformaciones para cada tipo de base encontrada y sub base asumida para llegar a saber cuantitativamente sus valores y así poder decidir la mejor opción, es muy importante saber que por la facilidad ahora y rapidez con que se puede calcular un multicapas por medio de programa de este tipo se puede hacer varias alternativas de diseño sabiendo que anteriormente el cálculo era muy grande y complicado.

Los resultados obtenidos de las iteraciones efectuadas fueron tabulados y introducidos en la siguiente tabla para el cálculo del primer suelo A4 del tramo de suelo con CBR 5% promediado de los informes de SEDECA como también los otros parámetros como son coeficiente de agresividad media índice de crecimiento y coeficiente de Poisson, los cuales se mostraran los resultados de espesores y sus respectivas deformaciones

Tabla N° 25

Resultados de deformaciones

Tramo Puerta al Chaco Canaletas: Prog: 31+500 hasta Prog: 32+440

MJA =	65	Número de Veh. Pes.
n =	15	(años) Periodo de Diseño
i =	4	(%) Tasa de Crecimiento Anual
CAM =	0,5	Coeficiente de Agresividad Media
N =	4,82E+05	(13 Tn) Tráfico Acumulado

Deformación admisible = **0,001025**

Módulo de Elasticidad de Capa			
	1	2	3
Ecr	5400	5400	5400
Eb	200	400	600
Esb	50	62,5	75
Esr	25	25	25
Espesores	Deformaciones Aplicadas		
0,25	1,880E-03	1,552E-03	1,366E-03
0,30	1,673E-03	1,391E-03	1,229E-03
0,35	1,496E-03	1,250E-03	1,109E-03
0,40	1,343E-03	1,129E-03	1,004E-03
0,45	1,211E-03	1,023E-03	9,126E-04
0,50	1,096E-03	9,302E-04	8,320E-04
0,55	9,963E-04	8,490E-04	7,612E-04

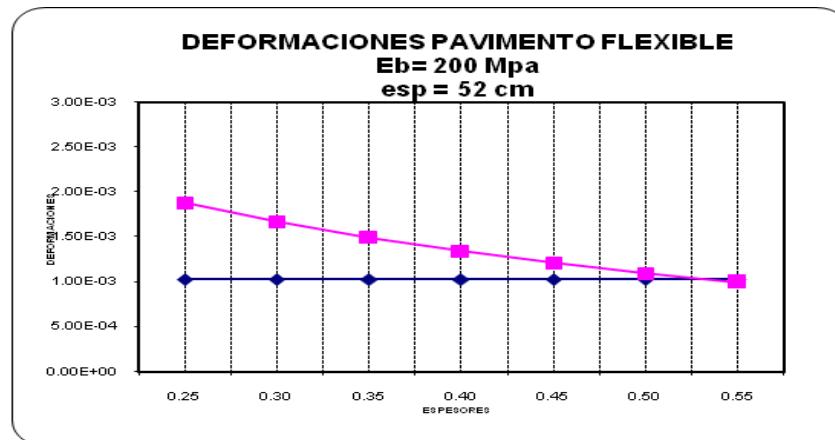


Figura N° 52 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores para Eb=200 MPA

Con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente el de acuerdo a la gráfica al admisible y la línea de deformaciones para este suelo A4 con calidad de base $E_b = 200$ MPA su espesor óptimo de subbase es 52 cm aproximadamente.

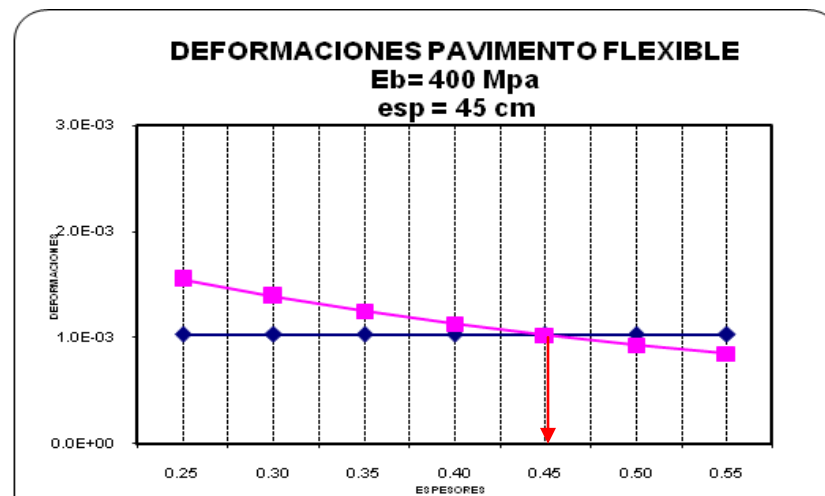


Figura N° 53 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores para Eb=400 MPA

De igual forma con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente a la gráfica de acuerdo al admisible y la línea de deformaciones para este suelo A4 con categoría de calidad de la base $E_{sb} = 400 \text{ MPA}$ su espesor óptimo de subbase es 45 cm aproximadamente

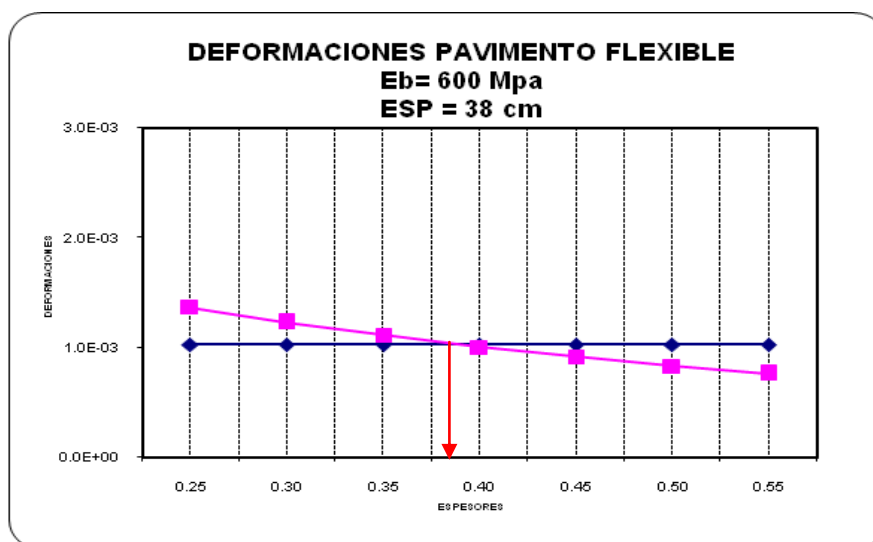


Figura N° 54 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores para $E_b=600 \text{ MPA}$

De igual forma con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente a la gráfica de acuerdo al admisible y la línea de deformaciones para este suelo A-4 con categoría de calidad de base $E_{sb} = 600 \text{ MPA}$ su espesor óptimo de subbase es 38 cm aproximadamente.

Los resultados obtenidos de las iteraciones efectuadas fueron tabulados y introducidos en la siguiente tabla para el cálculo del suelo A2 del tramo de suelo con CBR 12 % promediado de los informes de SEDECA como también los otros parámetros como son coeficiente de agresividad media índice de crecimiento y

coeficiente de Poisson , los cuales se mostraran los resultados de espesores y sus respectivas deformaciones

Tabla N° 26

Resultados de deformaciones Terreno Bueno

Tramo Puerta al Chaco Canaletas: Prog: 27+940 hasta Prog: 28+060

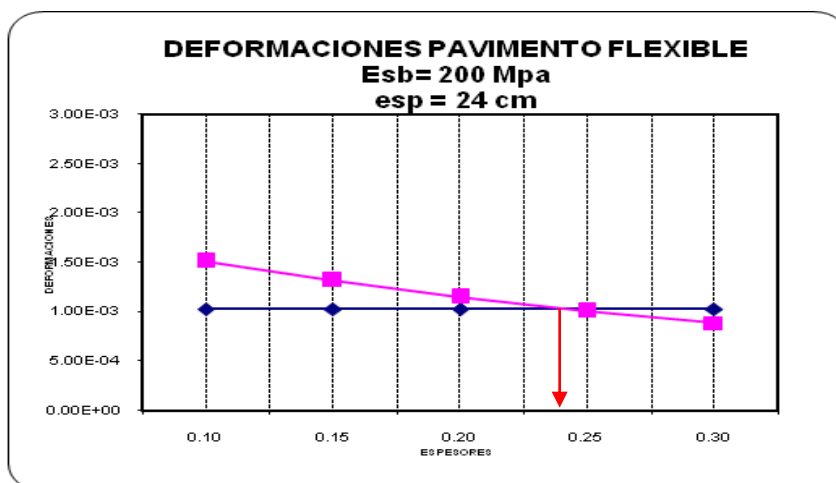
Prog: 29+520 hasta Prog: 31+120

MJA =	65	Número de Veh. Pes.
n =	15	(años) Periodo de Diseño
i =	4	(%) Tasa de Crecimiento Anual
CAM =	0,5	Coficiente de Agresividad Media
N =	4,82E+05	(13 Tn) Tráfico Acumulado

Deformación

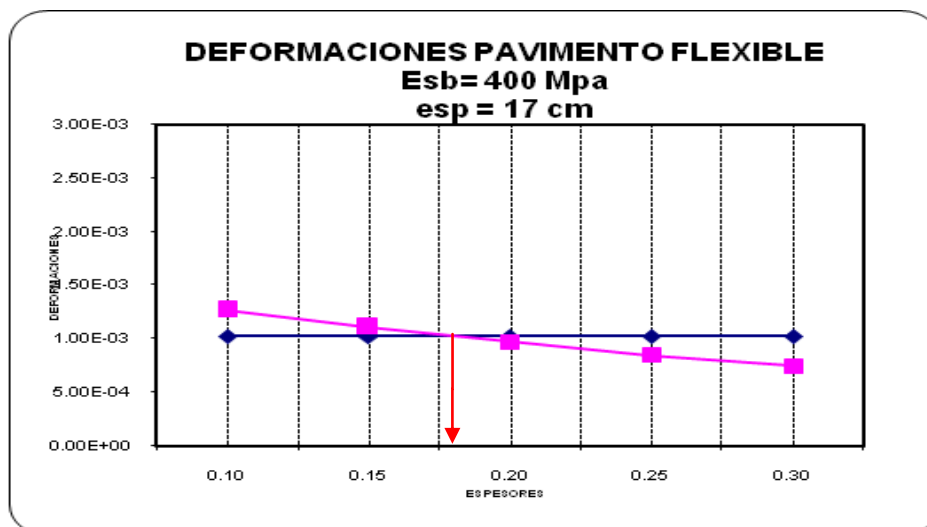
adm =0.001025

Módulo de Elasticidad de Capa			
	1	2	3
Ecr	5400	5400	5400
Eb	200	400	600
Esb	120	150	180
Esr	60	60	60
Espesores	Deformaciones Aplicadas		
0,10	1,512E-03	1,273E-03	1,125E-03
0,15	1,318E-03	1,111E-03	9,853E-04
0,20	1,150E-03	9,708E-04	8,633E-04
0,25	1,007E-03	8,515E-04	7,589E-04
0,30	8,848E-04	7,503E-04	6,701E-04



**Figura N° 55 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores
para Eb=200 MPA**

Con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente el de acuerdo a la gráfica al admisible y la línea de deformaciones para este suelo A2 con categoría de calidad de base de Esb = 200 MPA su espesor óptimo de subbase es 24 cm aproximadamente.



**Figura N° 56 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores
para Eb=400 MPA**

De igual forma con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente a la gráfica de acuerdo al admisible y la línea de deformaciones para este suelo A2 con categoría de calidad de base de $E_{sb} = 400 \text{ MPA}$ su espesor óptimo de subbase es 17 cm aproximadamente

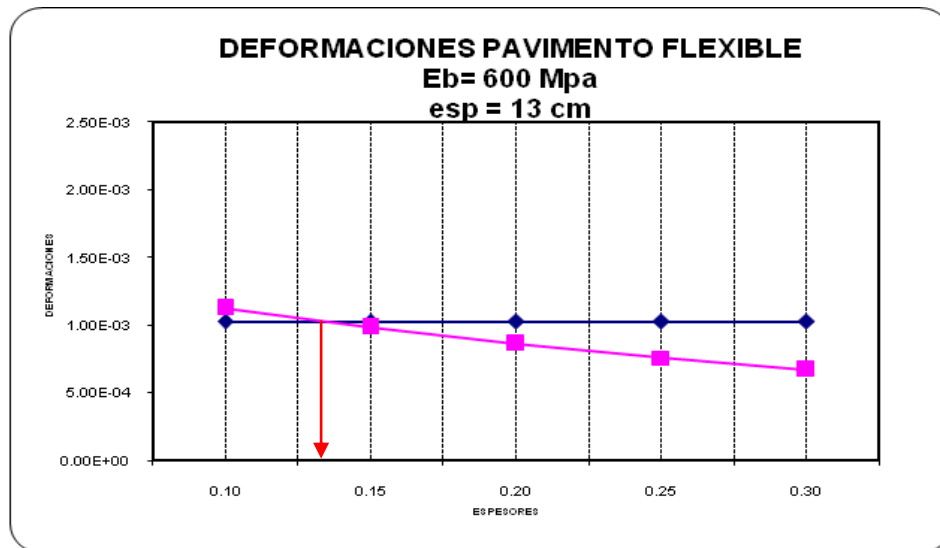


Figura N° 57 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores para $E_b=600 \text{ MPA}$

De igual forma con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente a la gráfica de acuerdo al admisible y la línea de deformaciones para este suelo A2 con categoría de calidad de base $E_{sb} = 600 \text{ MPA}$ su espesor óptimo de subbase es 13 cm aproximadamente.

Para el tramo de CBR 40% su cálculo es el siguiente:

Tabla N° 27

Resultados de deformaciones

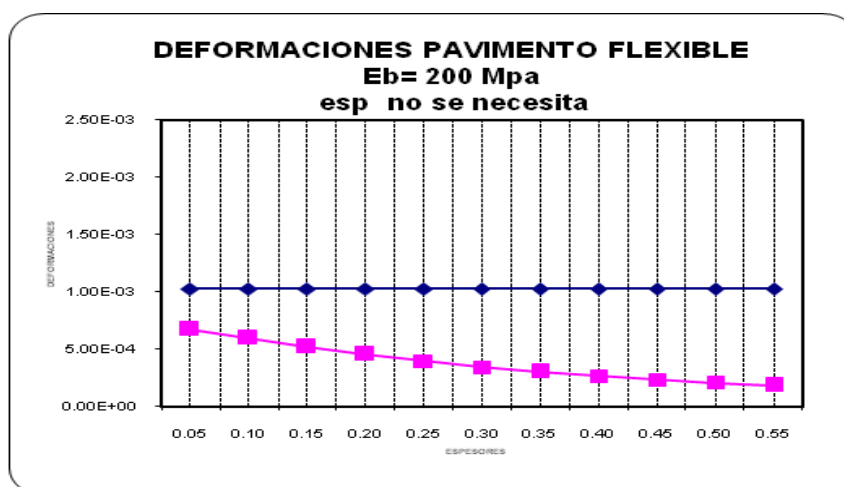
Tramo Puerta al Chaco Canaletas: Prog: 27+100 hasta Prog: 27+940

Prog: 31+120 - 31+340; 32+600-33+360; 33+80+34+00

MJA =	65	Número de Veh. Pes.
n =	15	(años) Periodo de Diseño
i =	4	(%) Tasa de Crecimiento Anual
CAM =	0,5	Coefficiente de Agresividad Media
N =	4,82E+05	(13 Tn) Tráfico Acumulado

$$\text{Esf adm} = 0.001025$$

Módulo de Elasticidad de Capa			
	1	2	3
Ecr	5400	5400	5400
Eb	200	400	600
Esb	400	500	600
Esr	200	200	200
Espesores	Deformaciones Aplicadas		
0,05	6,724E-04	6,068E-04	5,564E-04
0,10	5,952E-04	5,282E-04	4,808E-04
0,15	5,210E-04	4,574E-04	4,142E-04
0,20	4,536E-04	3,956E-04	3,573E-04
0,25	3,948E-04	3,429E-04	3,093E-04
0,30	3,444E-04	2,984E-04	2,690E-04
0,35	3,015E-04	2,609E-04	2,351E-04
0,40	2,651E-04	2,293E-04	2,067E-04
0,45	2,342E-04	2,026E-04	1,828E-04
0,50	2,079E-04	1,800E-04	1,625E-04
0,55	1,855E-04	1,607E-04	1,452E-04



**Figura N° 58 Gráfica - Resultados de deformaciones – Espesores
para Eb=200 MPA**

De igual forma con los resultados obtenidos podemos concluir en cuanto se puede observar de la gráfica menor es la deformación cuanto más grande es el espesor de la capa por consiguiente a la gráfica de acuerdo al admisible y la línea de deformaciones para este suelo CBR 40% con categoría excelente de calidad de base ESB = 200 MPA se concluye que no se necesita subbase aun así para 400 MPA Y 600MPA por lo que se observa en la gráfica en resumen mostramos el cuadro siguiente:

Tabla N° 28

Tabla de Resultados de espesores mediante el método Racional

CATEGORIA BASE		200 MPA	400 MPA	600 MPA
SUBRASANTE	CAPAS	CM	CM	CM
CBR 5%	CAPA ASFALTICA	5	5	5
	BASE	15	15	15
	SUBBASE	52	45	38
SUBRASANTE				
CBR 12%	CAPA ASFALTICA	5	5	5
	BASE	15	15	15
	SUBBASE	23	17	13
SUBRASANTE				
CBR 40%	CAPA ASFALTICA	5	5	5
	BASE	15	15	15
	SUBBASE	N	N	N

Tabla N° 29 Comparación de Resultados de espesores

		AASTHO	RACIONAL
SUBRASANTE	CAPAS	CM	CM
CBR 5%	CAPA ASFALTICA	12	5
	BASE	15	15
	SUBBASE	20	38
SUBRASANTE			
CBR 12%	CAPA ASFALTICA	12	5
	BASE	15	15
	SUBBASE	10	13
SUBRASANTE			
CBR 40%	CAPA ASFALTICA	12	5
	BASE	15	15
	SUBBASE	N	N

Primeramente podemos comparar los resultados según el tipo de categoría que le dimos a la capa de base de 200 400 y 600 MPA respectivamente se puede observar que a medida que la categoría es mayor los espesores disminuyen ya que sus deformaciones también así lo hacen y ocurre lo contrario cuando disminuimos su categoría ya que los espesores aumentan como también sus deformaciones para los tipos de suelos ya vistos lo que demuestra que a mayor deformación abra un menor espesor y a menor deformación abra un espesor mayor.

Ahora bien con lo referente al tipo de suelos estudiado siendo estos clasificados por regular y bueno al comparar sus resultados resalta a la vista la diferencia que existe

entre ellos y que los divide puesto que un suelo regular tiene necesita mayores espesores ya que sus deformaciones son grandes y al contrario de un suelo bueno que para el caso necesita menores espesores entonces como conclusión diremos que tipo de suelos buenos son suelos que serán más estables y que por lo tanto no necesitaran otro tipo de tratamiento como la estabilización o mejoramiento puesto que sus deformaciones son más pequeñas, en cambio seguramente un suelo regular dependiendo de su capacidad soporte se tendrá que analizar y un suelo malo seguramente se tendrá que tener un cuidado especial para mejorar su estabilidad y por ende su capacidad portante.

Entonces por el tipo de suelo puedo conocer sus deformaciones de esa manera tabularme una tabla con todos estos suelos y conocer para cada suelo cuál sería su espesor de una manera más rápida saber su espesor optimo como otra alternativa rápida en la toma de decisiones que hace el ingeniero en la ejecución de un proyecto dado .además que con los datos encontrados se pueden graficas de comportamiento que se pueden actualizar las veces que sea necesario.

Además del cálculo ya efectuado vamos a realizar una comparación como complemento con datos procedidos de la viga Benkelman del SEDECA vamos a realizar este ensayo para poder analizar más profundamente el comportamiento de las deformaciones haciendo una comparación entre las deformaciones calculadas admisibles del programa vs. Las deformaciones admisibles de campo en verificación mediante la viga. Benkelman.

Tabla N° 30

Resultados de deflexiones lado izquierdo (Viga BENKELMANN)

[illegible]

Tabla N° 31 Resultados de deflexiones lado derecho (Viga BENKELMANN)

[illegible]

Tabla N° 32
Resultados de Cálculo de deflexiones lado izquierdo (Viga
BENKELMANN)

PROGRESIVA		27+580			27+880				
TRAMO:									
CAPA:		SUB RASANTE					FRENTE: III		
PROGRESIVA	LADO	LECTURAS DE CAMPO (0.01 mm)			D0 Deflexión máxima	D25 Deflexión a 25cm	RC Radio de curvatura	OBSERVACIONES	
(km)		Inicial	a 25cm	> 500cm	(0.01mm)	(0.01mm)	(m)		
27+580	Izq.	100	94	87	26,0	14,0	260		
27+600	Izq.	100	95	80	40,0	30,0	313		
27+620	Izq.	100	98	95	10,0	6,0	781		
27+640	Izq.	100	97	91	18,0	12,0	521		
27+650	Izq.	100	98	87	26,0	22,0	781		
27+660	Izq.	100	90	80	40,0	20,0	156		
27+680	Izq.	100	99	93	14,0	12,0	1563		
27+700	Izq.	100	98	90	20,0	16,0	781		
27+720	Izq.	100	98	95	10,0	6,0	781		
27+740	Izq.	100	98	90	20,0	16,0	781		
27+760	Izq.	100	94	84	32,0	20,0	260		
27+780	Izq.	100	96	90	20,0	12,0	391		
27+800	Izq.	100	97	88	24,0	18,0	521		
27+820	Izq.	100	94	81	38,0	26,0	260		
27+840	Izq.	100	91	82	36,0	18,0	174		
27+860	Izq.	100	98	92	16,0	12,0	781		
27+880	Izq.	100	90	83	34,0	14,0	156		
CALCULO DE DEFLEXIONES (0,01 mm)								N18	0,80
PROMEDIO (D0):		24,9	Des. estándar (D0):		10,15	C. Var:	40,70	FC SANSONAL:	1
DEFLEX. CARAC. (DC):		41,5	DEFLEX.PROM. (DP):		41,5	DEF. ADMIS.(D ADM):		109,50	

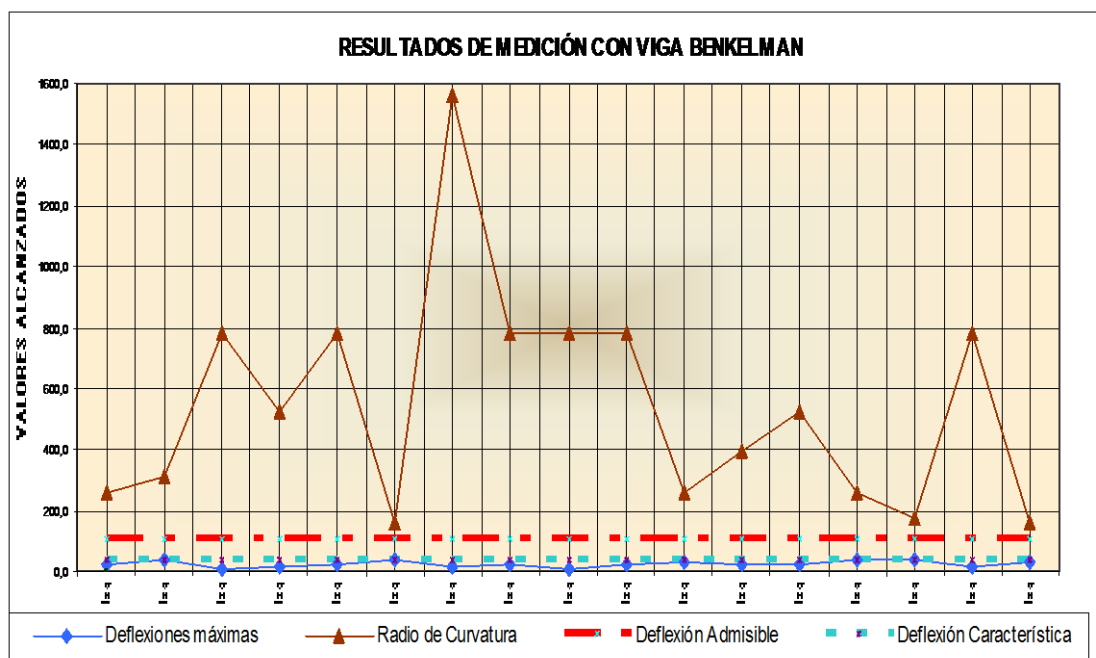


Figura N° 59 Gráfica – Resultados de medición con viga BENKELMANN

A lado izquierdo

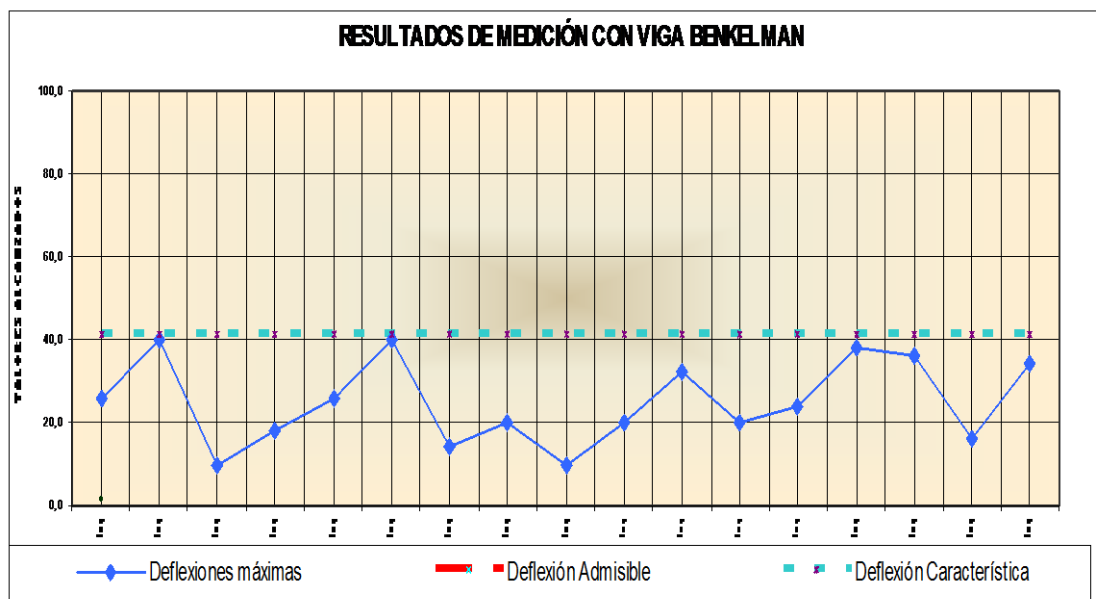


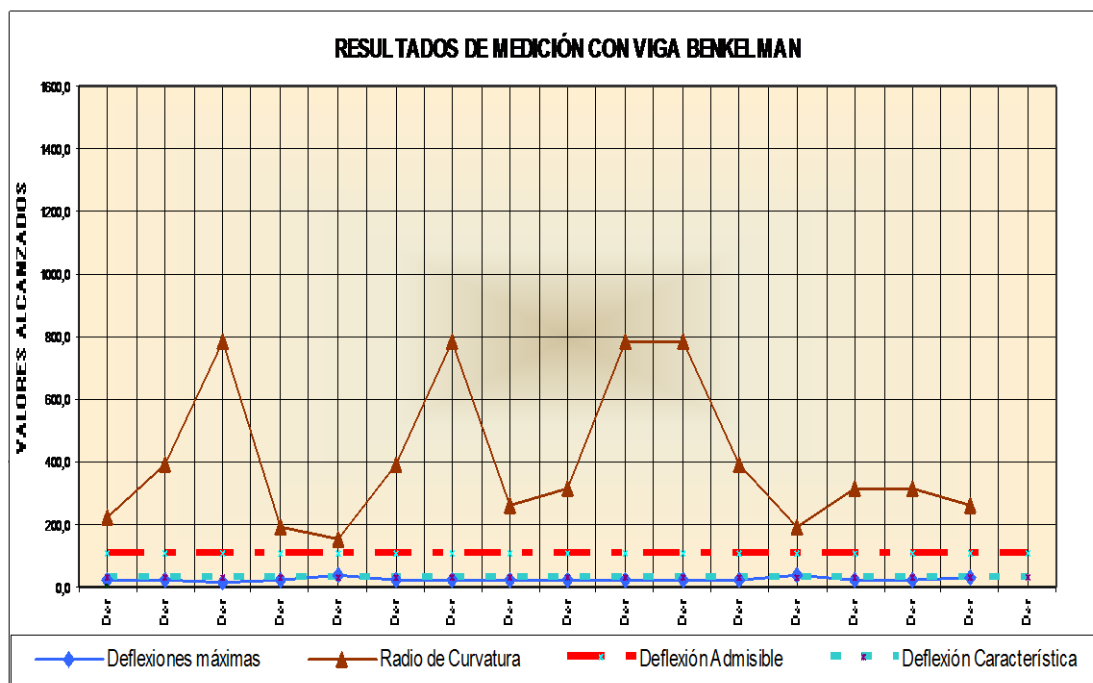
Figura N° 60 Gráfica – Resultados de medición con viga BENKELMANN B

lado izquierdo

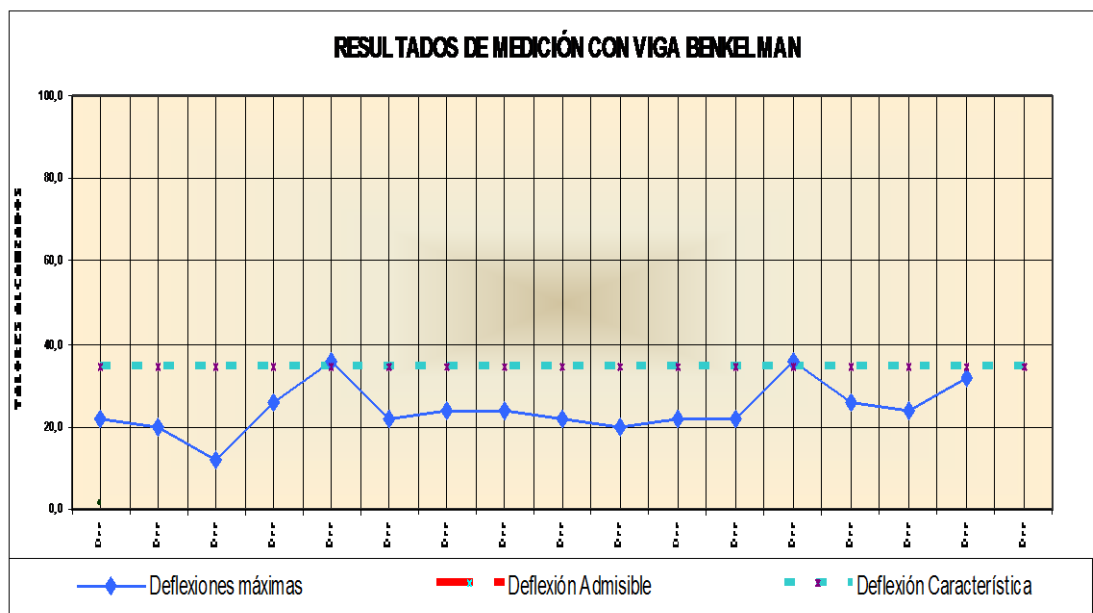
Tabla N° 33

Resultados de Cálculo de deflexiones lado derecho (Viga BENKELMANN)

PROGRESIVA		27+580				27+880			
TRAMO:									
CAPA:		SUB RASANTE					FRENTE:	III	
PROGRESIVA	LADO	LECTURAS DE CAMPO (0.01 mm)			D0 Deflexión máxima	D25 Deflexión a 25 cm	RC Radio de curvatura	OBSERVACIONES	
(km)		Inicial	a 25cm (mm)	> 500cm (mm)	(0.01mm)	(0.01mm)	(m)		
27+580	Der	100	93	89	22,0	8,0	223		
27+600	Der	100	96	90	20,0	12,0	391		
27+620	Der	100	98	94	12,0	8,0	781		
27+640	Der	100	92	87	26,0	10,0	195		
27+660	Der	100	90	82	36,0	16,0	156		
27+680	Der	100	96	89	22,0	14,0	391		
27+700	Der	100	98	88	24,0	20,0	781		
27+720	Der	100	94	88	24,0	12,0	260		
27+740	Der	100	95	89	22,0	12,0	313		
27+760	Der	100	98	90	20,0	16,0	781		
27+780	Der	100	98	89	22,0	18,0	781		
27+800	Der	100	96	89	22,0	14,0	391		
27+820	Der	100	92	82	36,0	20,0	195		
27+840	Der	100	95	87	26,0	16,0	313		
27+860	Der	100	95	88	24,0	14,0	313		
27+880	Der	100	94	84	32,0	20,0	260		
CALCULO DE DEFLEXIONES (0,01 mm)								N18	0,80
PROMEDIO (D0):	24,4	Des. estándar (D0):			6,08	C. Var:	24,93	FC SANZON AL:	1
DEFLEX. CARAC. (DC):	34,3	DEFLEX. PROMEDIO. (DP):			34,3	DEF. ADMIS.(DADM):		109,50	



**Figura N° 61 Gráfica – Resultados de medición con viga BENKELMANN “A”
lado derecho**



**Figura N° 62 Gráfica – Resultados de medición con viga BENKELMANN “B”
lado derecho**

Con este ensayo solo podemos hacer la comparación mediante los admisibles ya que las otras deflexiones no se contemplan porque el programa racional no los contempla en los cálculos realizados por esta para cada 100 m de longitud entonces los valores de deflexión en mm se convierten al mismo valor para deformación para lo cual numéricamente tenemos que el admisible de 0.001025 para el método racional y 0.00109 para el método de la viga BENKELMANN de campo empírico, puesto que se puede ver poca diferencia entre ambos admisibles entonces podemos concluir que entre ambos no existe mucha variación lo que implicaría que el programa se aproxima en lo concierne al cálculo de pavimentos flexibles pero se necesitaría más lecturas por realizar y tener un banco de datos que nos daría más consistencia para cada tipo de suelo en particular que en este caso fue analizado el suelo de CBR 40%.

3.1.4 GENERALIDADES

El Diseño Geométrico del Tramo Asfaltado Campo Pajoso –Carapari, fue elaborado sobre la base del Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SNC, 1990) de manera que ofrezca condiciones de seguridad, comodidad y economía a los usuarios.

El Proyecto Campo Pajoso –Carapari, con una longitud aproximada de 20.13 km, se inicia 12 km al norte de la ciudad de Yacuiba, en la localidad de Campo Pajoso, y termina en la población de Carapari

En cumplimiento del Alcance de los Servicios de Consultoría, se ha realizado el Diseño Geométrico de la carretera sobre la base de la división en los siguientes tramos:

TRAMO

Campo Pajoso –Carapari

PROGRESIVAS

De 0+000 a 20+000

Durante el diseño detallado, se han incluido algunas ecuaciones de alargamientos y acortamientos, cuyo detalle se muestra a continuación:

TRAMO	ECUACIONES		
Campo Pajoso –Carapari	Nº 1:	Atrás:	3+828.294
		Adelante:	3+822.946
	Nº 2:	Atrás:	10+964.633
		Adelante:	10+825.255
	Nº 3:	Atrás:	13+406.858
		Adelante:	13+419.201
	Nº 4:	Atrás:	56+119.640
		Adelante:	56+127.410

En consecuencia, las longitudes netas de cada tramo son:

TRAMO	LONGITUD (km)
Campo Pajoso –Carapari	20.13

Las zonas que atraviesa la carretera son en general de topografía montañosa, con presencia de serranías de dirección norte-sur. El eje del diseño atraviesa los valles existentes entre dichas serranías.

Como resultado de lo indicado, una gran parte del trazado se encuentra en terreno plano y ondulado, con dos sectores en topografía montañosa.

El detalle de sectores topográficos es el siguiente:

TRAMO		TOPOGRAFÍA
PROGRESIVAS		
Campo Pajoso Carapari	Plana	De 0+ 000 a 2+420
	Ondulada	De 2+ 420 a 5+260
		De 17+ 000 a 20+000
	Montañosa	De 5+ 260 a 17+000

3.1.4.1.- CLASIFICACIÓN DE LA CARRETERA

El Tramo Asfaltado Campo Pajoso –Carapari, de acuerdo a nomenclatura adoptada por el SEDECA, corresponde a la Ruta Fundamental F29 de la Red Vial del Departamento de Tarija; es una vía de vinculación entre dos corredores de exportación constituidos por las Rutas Fundamentales F9 (Corredor Internacional Santa Cruz – Buenos Aires), y la Ruta F1 (Corredor Internacional Desaguadero – La Paz – Oruro – Potosí – Tarija – Bermejo), a través de otro corredor internacional transversal a los dos primeros (Hito Br-94 – Villa montes – Tarija – Iquique).

La categoría asignada corresponde a la **Categoría II**. Esta conclusión fue establecida con los resultados del Estudio de Tráfico Vehicular, realizado en noviembre de 2001 mediante aforos complementados con encuestas de origen y destino, que proporcionaron los datos necesarios para realizar las proyecciones del crecimiento del tráfico vehicular. Los datos de base estadística para las proyecciones fueron obtenidos de la Estadística Vial 1998, publicada por el SNC, y de planillas de aforo vehicular realizadas por el SEDECA para los años 1997 y 1998.

3.1.5 ESTADO ACTUAL DEL CAMINO EXISTENTE.

En la tabla que se presenta a continuación se muestra un breve resumen del estado actual del camino de Campo Pajoso -Carapari

Tabla N° 34

Estado del Camino Actual

Tramo	Longitud (km)	Ancho (m)	Tipo de Superficie	Observaciones y Comentarios Destacables
Campo Pajoso – Carapari	21.6	4.0 a 7.0	Ripio	Terraplenes de 0.50 m de altura promedio. Altas pendientes (máx. 13.4%) y radios reducidos en Serranía de AGUARAGUE entre km 5+000 y 17+000

Fuente: Elaboración propia

3.1.6.- VARIABLES DE DISEÑO

En el diseño de pavimentos se involucran una serie de variables de distinto origen, estas variables intentan reproducir de mejor manera las condiciones reales y de funcionamiento a las que se verán sometidos los pavimentos durante su vida útil, de tal forma tenemos variables provenientes del tráfico que circulará por la carretera, variables que dependen de las características mecánicas del hormigón a emplearse, variables que están en función de las condiciones climatológicas de la zona de emplazamiento del proyecto y variables que dependen de las características de las capas inferiores del paquete estructural.

3.1. 6. 1.- TRÁFICO

La determinación del tráfico que circulará por la carretera es de gran importancia para el diseño, ya que con esta variable se determina el tipo de carga que se aplicará al pavimento. Para ello se han realizado aforos de tránsito en las estaciones de Campo Pajoso y Cruce a San Alberto. Estos aforos y encuestas tuvieron una duración de diez días durante las 24 horas del día.

El siguiente cuadro nos muestra la composición vehicular de las dos estaciones mencionadas.

3.1.6. 2.- RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

a) Hormigón

El principal elemento del pavimento rígido es el hormigón, cuyos componentes: agregados, cemento y agua, que han de emplearse en su confección, deben ser de excelente calidad.

Como medida de calidad y durabilidad del hormigón, se emplea la resistencia a compresión simple tomada a los 28 días; sin embargo en el diseño de pavimentos, el parámetro de resistencia que interesa es el módulo de rotura o resistencia a tracción del hormigón por flexión. La adopción del valor para este módulo será tratada posteriormente.

b) Acero

Para las barras de acero la tensión de trabajo debe estar por el orden del 75% del valor de la tensión a la fluencia, tomando en cuenta esta condición, se ha visto por conveniente emplear para este proyecto aceros de **400 MPA** de tensión a la fluencia para el caso de **barras de amarre**, y acero liso de **240 MPA** de fluencia para **barras pasa juntas**.

Tabla N° 35
Tramo Vial: Campo Pajoso - Carapari
Composición Vehicular Promedio por Estación

ESTACIÓN	LIVIANOS		BUSES			CAMIONES				OTROS	TOTAL
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Automóviles Vagonetas Jeeps	Camionetas Minibuses	Microbuses hasta 21 pasajeros	Medianos 22 a 36 pasajeros	Grandes mayor a 36 pasajeros	Pequeños Ejes Simples Máximo 6 ruedas	Medianos Ejes Simples Máximo 6 ruedas	Grandes Ejes Tándem Mínimo 10 ruedas RIG. o Art.	Pesados Ejes TRIDEM Mínimo 12 ruedas Articulado	MAQ. pesada Cosecha-dores Tractores y otros	
CAMPO PAJOSO	141	106	9	1	14	21	9	23	3	0	326
	43.2%	32.5%	2.6%	0.3%	4.2%	6.4%	2.6%	7.1%	1.0%	0.1%	100.0%
SAN ALBERTO	216	142	30	9	11	16	18	29	8	1	479
	45.2%	29.7%	6.3%	1.9%	2.2%	3.2%	3.7%	6.1%	1.7%	0.1%	100.0%
PROMEDIO	178	124	19	5	12	18	13	26	5	0	400
	44.5	31	4.7	1.2	3	4.5	3.2	6.5	1.2	0.1	100 %

c) SUBRASANTE

Otro parámetro fundamental en el diseño de pavimentos es el valor soporte de la subrasante o suelo de fundación debajo del paquete estructural; a continuación se explican las características de este parámetro.

3.1.6. 3.- ESTIMACIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE

Es llamado también módulo efectivo de reacción de la subrasante, representado por la letra "K" y es una variación del coeficiente de balasto de los suelos. Este módulo refleja la capacidad soporte de la subrasante e involucra varias variables, tales como el tipo y espesor de la sub base, la pérdida de la capacidad soporte, profundidad con referencia a la fundación rígida y un estimativo del espesor de la losa, además de tomar en cuenta la variabilidad del valor soporte de la Subrasante con relación al tiempo.

Sin embargo, de acuerdo a las recomendaciones de la norma AASHTO y al suplemento AASHTO-97, se puede efectuar una correlación de los valores soporte de la subrasante, obtenidos por otros métodos. Esto posibilita el empleo del valor de CBR, que también es un valor de medida de la capacidad soporte.

También de acuerdo con la norma el espesor de la losa es poco sensible al valor de "K", puesto que la presión que transmite el pavimento rígido al suelo de fundación es muy baja, de manera que si por ejemplo se duplica el valor de "K", el espesor del pavimento se reducirá en aproximadamente 1 cm. Por este motivo, no se ha considerado el aporte estructural del terraplén; esta norma sugiere no considerar el aporte estructural de la base ni el Factor de Pérdida de Soporte, considerando directamente el valor "K" de la subrasante en función a los CBR correspondientes a la subrasante natural con un 95% de compactación.

Los resultados de laboratorio presentados por el consultor se incluyen en el acápite 1.4 Estudios Geológico y Geotécnico, con distintos valores de CBR para la subrasante natural, a una profundidad máxima de 1.50.

Los valores obtenidos a partir de dicho gráfico son los siguientes:

Para CBR = 5 % $\Rightarrow K = 40$ KPA/mm; y

Para CBR = 12% $\Rightarrow K = 60$ KPA/mm

La subrasante natural a lo largo del tramo proyectado presenta valores bastante disímiles, presentándose suelos que varían entre tipo y A-2 y A4. La clasificación de suelos, composición granulométrica y límites de Atterberg está incluida en el anexo. De los datos obtenidos en campo se han establecido los valores de CBR recomendados para la subrasante, valores que fluctúan entre 5% 12%

Para sitios con subrasante con valor de CBR menor a 4.5%, se deberá reemplazar el material no adecuado en el espesor indicado en el estudio geotécnico, o efectuar un mejoramiento con material granular.

3.1.6. 5.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES (BASE, SUB BASE)

La capa base se utiliza en los pavimentos rígidos, principalmente para evitar el bombeo de finos, proveer una plataforma estable y uniforme para la construcción y minimizar la deformabilidad del suelo de fundación, en este sentido, si bien no se requieren altas resistencias, es desde todo punto de vista recomendable el empleo de dicha base. Para el proyecto se utilizó una capa granular con calidad de sub. Base y se da la denominación de sub base a la mencionada capa, con el fin de establecer un parámetro de calidad mínima necesaria.

La capa sub base será estabilizada granulométricamente, deberá presentar un CBR mínimo de 60% a un grado de compactación igual a 98% del ensayo Proctor modificado T-180 y tendrá un espesor mínimo de 15 cm.

Esta capa debe tener carácter permeable y debe funcionar como un dispositivo drenar para el paquete estructural.

3.1.6. 6.- CONDICIONES METEOROLÓGICAS Y DE DRENAJE NATURAL CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

El sector norte de la zona de estudio se halla situado en el área caracterizada como Chaco Alto Seco, teniendo por esto un clima cálido, seco y poco húmedo, mientras que en la zona sud del proyecto cruza una zona caracterizada como Chaco Alto Sub-húmedo, donde el clima es cálido y más húmedo. Para ambas zonas se presentan dos estaciones bien diferenciadas, una seca y la otra húmeda durando la época húmeda de octubre a marzo con regímenes pluviométricos distintos para ambas zonas. De estas observaciones se puede aseverar que el tramo sometido a condiciones más desfavorables para el drenaje del pavimento, está ubicado en el Valle de CARAPARI, por ser la zona más húmeda.

Otro parámetro de interés en el diseño de pavimentos es el dato de la temperatura, con esta información se debe establecer el gradiente de temperatura, que es la diferencia entre la temperatura máxima en el día y la temperatura mínima del día, vital para el diseño de las juntas. De acuerdo al Informe Hidrológico, se ha establecido que el **Gradiente térmico es igual a 20° C.**

3.1.6. 7.- DRENAJE

El drenaje natural de la región comprendida entre el inicio del proyecto en Campo Pajoso, y la Serranía del Aguarague, tributa sus aguas a la sub cuenca del río Pilcomayo. Si bien de la serranía del Aguarague bajan numerosos ríos, la mayoría de estos se infiltran en la llanura chaqueña como consecuencia de la naturaleza permeable de los suelos de la zona.

Para el diseño de pavimentos la zona de interés se analizó la zona de topografía plana, ya que en este sector es más difícil drenar las aguas.

El drenaje en carreteras es de gran importancia y tiene la finalidad de proteger el paquete estructural de la acción de las aguas tanto superficial como sub superficiales, proporcionándole mejores condiciones de trabajo y por ende extendiendo su vida útil.

Luego de diseñadas las obras de drenaje, resultan importantes algunos factores que influyeron en el diseño de las mismas y probablemente influirán en el normal desempeño del paquete estructural.

El terreno en las zonas planas tiene altos valores de infiltración, razón por la cual los terraplenes contemplan una altura de alrededor de 1 m por encima del nivel de terreno actual, esto con el propósito de evitar que las aguas de infiltración invadan el paquete estructural.

Las cunetas de corte fueron diseñadas observando las condiciones constructivas bajo las cuales serán materializadas las mismas; en este caso se asume que las cunetas de corte serán construidas al mismo tiempo que el paquete estructural de pavimento, utilizando para este fin una motoniveladora. Por esta razón la sección tipo adoptada para el diseño es de geometría triangular con taludes asimétricos 2:1 y 1:2, es decir con un ángulo de 90° entre sus caras.

En la zona montañosa, el ampliar la sección típica de diseño, implica un costo considerable; por esta razón, se debe evitar el corte en la medida de lo posible; para este fin se hizo la verificación de una sección de cuneta típica de máxima eficiencia hidráulica, tanto triangular como trapezoidal.

En general, las cunetas fueron diseñadas por sectores homogéneos tanto en pendientes, como en tipos de tipo terreno y cobertura, tomando en cuenta principalmente el caudal que deberán evacuar según el área de aporte a ser drenada, verificando además la capacidad de servicio de las mismas a tormentas breves de alta intensidad.

Adicionalmente se determinó la necesidad de revestimiento de cunetas bajo las condiciones que se basan en el criterio de la máxima velocidad permisible en canales para prevenir la erosión de los mismos.

Se debe hacer notar también, que existen lugares donde el terreno natural presenta pendientes mínimas, en los cuales para evitar riegos de anegamiento que puedan comprometer el paquete estructural de la carretera, es necesario colocar cunetas de

alejamiento, las mismas que fueron posicionadas aproximadamente cada 350 m, observando el alivio del drenaje longitudinal, apoyados en la verificación de los caudales producidos por tormentas breves y de alta intensidad calculados en el estudio hidrológico.

En los tramos terraplenados, no es considerado este tipo de drenaje, salvo en los puntos más bajos de las curvas verticales.

3.1.7.- MÉTODO DE DISEÑO

Existen varios métodos para el diseño de pavimentos rígidos, entre los más utilizados está el Método PCA, desarrollado por Portland Cemento Asociación, de carácter mecánico, y el Método AASHTO-97 desarrollado por la American Asociación of Estate and Transportación Oficial, de carácter empírico, pero refrendado por un sinnúmero de ensayos y comprobaciones a escala real..

En el presente estudio se efectuará una comparación entre el método de diseño racional que se explicará más adelante mediante el uso de programas computacionales, y el método empírico ASSHTO-97 que es uno de los más conocidos y que mejores resultados ha dado.

3.1.7. 1.- DISEÑO DEL PAVIMENTO RÍGIDO POR EL MÉTODO ASSTHO-97

La fórmula que permite el diseño de pavimentos rígidos, desarrollada por la AASHTO es la siguiente:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log(\Delta PSI)}{1 + \frac{1.625 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_i) \log \left[\frac{S'_C C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 J \left(D^{0.75} - 18.42 \left(\frac{k}{E_c} \right)^{0.25} \right)} \right]$$

Dónde:

W_{18} = Número de cargas de 18 kip (80 k N) previstas

Z_R = Abscisa correspondiente a un área igual a la Confiabilidad “R” en la

curva de distribución normalizada.

S_0 = Desviación Estándar de todas las variables.

D = Espesor de la losa del pavimento, en pulgadas.

$\square$ PSI = Pérdida de SERVICIABILIDAD prevista en el diseño

P_t = SERVICIABILIDAD final

S'_c = Módulo de rotura del hormigón, en psi.

C_d = Coeficiente general de drenaje.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón, psi.

k = Módulo de reacción de la sub rasante, en psi/pul

La expresión arriba descrita está en el sistema de unidades inglés.

Dado el carácter empírico de esta fórmula, muchos de los datos a asumir son fruto de la experiencia y de la práctica general en el diseño de pavimentos.

En los acápites precedentes se han explicado algunas de las variables que intervienen en la fórmula anterior. La adopción de los distintos valores para las variables involucradas en el diseño será explicada a continuación.

3.1.7. 2.- NÚMERO EQUIVALENTE DE EJES DE 80 k N (ESAL'S)

El tránsito que circula por una carretera está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes. A efectos de diseño, este tráfico es transformado en un Número Equivalente de Ejes Tipo de 80 k N. Este número equivalente de ejes transformados se los denomina ESAL'S, "Equivalente Single Axel Load" o carga axial simple equivalente.

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo, además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de distinta manera a una misma carga, estas cargas que producen diferentes tensiones y deformaciones también originarán distintos tipos de falla en el pavimento. Para tener en cuenta estas diferencias, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de un determinado valor de carga, que producirán el

mismo daño que toda la composición de tráfico. Esta carga tipo según AASHTO-97 es de 80 k N o 18,000 libras. Esta conversión se hace mediante el factor equivalente de carga “LEF”, por sus siglas en inglés. Existe otro factor que afecta la determinación del número de ejes equivalentes, y es el factor camión “FC”; a diferencia del LEF, este factor expresa el nivel de deterioro producido al pavimento por un tipo de vehículo en particular y no es más que la relación del número de ejes equivalentes y el número de camiones para ese tipo de vehículos en particular.

La determinación del ESAL’S de diseño parte de los resultados del estudio de tráfico, el cual debe determinar el TPDA proyectado en el horizonte del proyecto y los datos históricos disponibles, se debe encontrar la distribución de la composición vehicular, que se muestra en la Tabla.

Luego se debe determinar el factor de carga LEF; para ello se ingresa a las tablas del Apéndice "D" de la Guía AASHTO-97, e interpolando linealmente se determina el valor de los LE F’ S, de acuerdo al nivel de Serviciabilidad final establecido, en nuestro caso $p_t = 2.5$ (se explicará su obtención más adelante) y el espesor de la losa (se supuso un espesor inicial de 20 cm) para pavimentos rígidos y el número estructural para pavimentos flexibles.

Como se mencionó anteriormente, el valor de los LEF’S debe ser afectado por el valor del factor camión, FC, del tipo de vehículos que ha considerado el Consultor, se han conseguido los factores equivalentes vehiculares FEV o LEF’S corregidos por FC y que posteriormente afectarán a la composición vehicular, este desarrollo se muestra a continuación.

Tabla N° 36
Datos Históricos SNC - Ruta D-402
Tramo Vial: Campo Pajoso - Carapari- Palos Blancos
Composición Vehicular Promedio

AÑO	LIVIANOS		BUSES			CAMIONES				OTROS		TOTAL
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
	Automóviles Vagonetas Jeeps	Camionetas Minibuses	Microbuses hasta 21 pasajeros	Medianos 22 a 36 pasajeros	Grandes mayor a 36 pasajeros	Pequeños Ejes Simples Máximo 6 ruedas	Medianos Ejes Simples Máximo 6 ruedas	Grandes Ejes Tandem Mínimo 10 ruedas RIG. O Art.	Pesados Ejes TRIDEM Mínimo 12 ruedas Articulado	Maquinaria pesada Cosechadores Tractores y otros		
1995	15.65%	17.68%	1.16%	3.04%	14.93%	9.71%	12.46%	19.86%	5.51%	0.00%		100.00%
1996	18.03%	18.22%	1.41%	3.63%	16.82%	5.64%	8.56%	22.05%	5.64%	0.00%		100.00%
1997	20.20%	17.19%	0.37%	2.30%	15.63%	5.06%	10.85%	21.23%	7.17%	0.00%		100.00%
1998	14.25%	15.13%	3.12%	1.36%	12.33%	9.53%	13.69%	21.06%	9.53%	0.00%		100.00%
PROMEDIO	17.03%	17.06%	1.52%	2.58%	14.93%	7.49%	11.39%	21.05%	6.96%	0.00%		100.00%

Fuente: Elaboración propia a partir de datos del SNC.

Tabla N° 37
Distribución de la Composición Vehicular Promedio
Tramo Vial: Campo Pajoso –Carapari- Palos Blancos

DATOS	LIVIANOS		BUSES			CAMIONES				OTROS		TOTAL
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
Automóviles	Camionetas Minibuses	Microbuses hasta 21 pasajeros	Medianos 22 a 36 pasajeros	Grandes mayor a 36 pasajeros	Pequeños	Medianos	Grandes	Pesados	Maquinaria pesada Cosechadores Tractores y otros			
Vagonetas					Ejes	Ejes	Ejes Tándem	Ejes				
Jeeps					Simples	Simples	Mínimo 10	TRIDEM				
						Máximo 6	Máximo 6	ruedas	Mínimo 12			
Aforados	40,6%	30,7%	4,3%	1,1%	5,4%	4,3%	3,0%	8,5%	2,1%	0,10%	100,00%	
Históricos	17.03%	17.06%	1.52%	2.58%	14.93%	7.49%	11.39%	21.05%	6.96%	0.00%	100.00%	
Promedio	28.81%	23.88%	2.92%	1.82%	10.15%	5.89%	7.18%	14.78%	4.52%	0.05%	100.00%	

Fuente: Elaboración propia a partir de datos del SNC.

Tabla N° 38
Fatores Equivalentes Veiculares
Pavimento de HORMIGON, P f = 2.5; e = 20 cm; 8''

Livianos	K p	kip	FC
Eje Delantero	1000	2205	0.0003836
Eje Trasero	1000	2205	0.0003836
		FEV:	0.0007672
Camionetas - Utilitarios	K p	kip	FC
Eje Delantero	2000	4410	0.0036
Eje Trasero	2000	4410	0.0036
		FEV:	0.0072
Bus Grande	K p	kip	FC
Eje Delantero	6000	13230	0.3887
Eje Trasero	9500	20948	2.7500
		FEV:	3.1387
Camión Pequeño	K p	kip	FC
Eje Delantero	2200	4851	0.0053
Eje Trasero	7000	15435	0.5245
		FEV:	0.5298
Camión Mediano (1:1)			FC
FEV	4.3	100%	4.3000
FEV acoplado 1:1	3.75	5.05%	0.1894
		FEV:	4.4894
Camión Grande (1:2)	FC	%	FC
FEV	4.22	100%	4.2200
FEV acoplado 1:1	3.75	2.77%	0.1039
FEV acoplado 1:2	1.00	1.44%	0.0144
		FEV:	4.3383
Camion Trailer	FC	%	FC
Trailer 1:1:2	8.03	34.23%	2.7487
Trailer 1:1:3	7.32	36.31%	2.6579
Trailer 1:2:2	7.38	29.46%	2.1741
		FEV:	7.5807

Fuente: Elaboración propia

Con el valor del FEV para cada tipo de vehículo se obtiene el valor de ESAL de diseño, que es la sumatoria de los ESAL'S de cada tipo de vehículo.

Tabla N° 39
Determinación de Ejes Equivalentes
Tramo Campo Pajoso-Carapari
Pavimento de Hormigón

Composición de tráfico vehicular	Livianos		Buses			Camiones				Otros	Total
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Distribución	Composición Vehicular (%)										
	28.81%	23.88%	2.92%	1.82%	10.15%	5.89%	7.18%	14.78%	4.52%	0.05%	100.00%
	52.69%									4.57%	
Pavimento Rígido		P f = 2.5 e = 20 cm (8")				Total VEHIC. = 9,978,005	Período de diseño (años) = 20				
Factores Equivalentes Vehiculares	No se considera		0.0007672	0.0072	3.1387	0.5298	4.4894	4.3383	7.5807	Total	
Total Vehículos			291,358	181,600	1,012,768	587,704	716,421	1,474,749	455,995		
Ejes Acumulados			224	1,308	3,178,773	311,366	3,216,299	6,397,904	3,456,760	16,562,634	
									Total (un carril)	8,281,317	

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 40
Determinación de Ejes Equivalentes
Tramo Carapari-Palos Blancos
Pavimento de Hormigón

Composición de tráfico vehicular	Livianos		Buses			Camiones				Otros	Total
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Distribución	Composición Vehicular (%)										
	28.81%	23.88%	2.92%	1.82%	10.15%	5.89%	7.18%	14.78%	4.52%	0.05%	100.00%
	52.69%									4.57%	
Pavimento Rígido		P f = 2.5 e = 20 cm (8")				Total VEHIC. = 3,712,415		Período de diseño (años) = 20			
Factores Equivalentes Vehiculares	No se considera		0.0007672	0.0072	3.1387	0.5298	4.4894	4.3383	7.5807		Total
Total Vehículos			108,403	67,566	376,810	218,661	266,551	548,695	169,657		
Ejes Acumulados			83	486	1,182,694	115,847	1,196,656	2,380,403	1,286,122		6,162,291
									Total (un carril)		3,081,145

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 41 Tramo Vial: Campo Pajoso -Carapari
Número de Vehículos Pesados Promedio por Estación

ESTACIÓN	CAMIONES				TOTAL
	6	7	8	9	
	Pequeños Ejes Simples Máximo 6 ruedas	Medianos Ejes Simples Máximo 6 ruedas	Grandes Ejes Tándem Mínimo 10 ruedas RIG. o Art.	Pesados Ejes TRIDEM Mínimo 12 ruedas Articulado	
CAMPO PAJOSO	21	9	23	3	66
	6.4%	2.6%	7.1%	1.0%	100.0%
SAN ALBERTO	16	18	29	8	71
	3.2%	3.7%	6.1%	1.7%	100.0%
PROMEDIO	18	13	26	5	62
	4.5	3.2	6.5	1.2	100 %

Fuente: Elaboración propia

3.1.7. 3.- SERVICIABILIDAD

La Serviciabilidad se define como la capacidad del pavimento para brindar un uso confortable y seguro a los usuarios, además de servir al tránsito para el cual ha sido diseñado, de esta forma se tienen un índice de Serviciabilidad inicial y otro final.

3.1.7. 4.- SERVICIABILIDAD INICIAL (P_0)

La Serviciabilidad inicial está referida al momento inmediato después de la construcción y dependerá de la calidad de ejecución y nivel de control durante la

construcción del pavimento, es decir, a mayor calidad en la ejecución, mayor será la Serviciabilidad. De acuerdo a las anteriores aseveraciones la AASTHO ha elaborado una tabla donde se califica a la Serviciabilidad inicial.

Tabla N° 42
Valores de Serviciabilidad Inicial

SERVICIABILIDAD Inicial	Condición
0 – 1	Muy Pobre
1 – 2	Pobre
2 – 3	Regular
3- 4	Buena
4 – 5	Muy Buena

Fuente: Método de Diseño AASTHO-97

En la Guía para el Diseño de Pavimentos ASSTHO-93 y Suplemento ASSTHO-97 se recomienda, que para pavimentos rígidos la Serviciabilidad inicial debe ser igual $p_o = 4.5$, valor que ha sido adoptado para el presente diseño.

3. 1. 7. 5 SERVICIABILIDAD FINAL (P_1)

Es la SERVICIABILIDAD mínima tolerable del pavimento, calificada en la misma escala de 0 a 5. Cuando la Serviciabilidad del pavimento alcanza su valor terminal requiere una rehabilitación. En contraste con la Serviciabilidad inicial que se mide basándose en la calidad de construcción, la Serviciabilidad terminal es una función de muchos factores, incluyendo clasificación del pavimento, volumen de tráfico, ubicación e importancia del camino. Valores típicos de Serviciabilidad terminal están entre 2 y 3, dependiendo de la clasificación funcional de la carretera, las recomendaciones de AASHTO para la selección de la Serviciabilidad final son:

Volumen Alto (>10.000 TPDA)	3.0-3.5
Volumen Medio (3,000 - 10,000 TPDA)	2.5-3.0
Bajo Volumen (< 3,000 TPDA)	2.0-2.5

En el presente estudio, considerando la importancia de la carretera, se adopta un valor de **pt = 2.5**.

3. 1.7. 6.- MÓDULO PROMEDIO DE RUPTURA DEL HORMIGÓN A LOS 28 DÍAS (S'_c)

El Módulo de rotura o resistencia a tracción del hormigón por flexión, es el esfuerzo de tensión en la fibra extrema bajo la carga de rotura. Para determinar este módulo se usa el ensayo de carga del tercio central (AASHTO T97, ASTM C78). Las expresiones que correlacionan la resistencia a compresión a los 28 días con el módulo de ruptura ofrecen valores muy dispersos con relación a los valores obtenidos mediante el ensayo nombrado, razón por la cual se dificulta la elección de un valor de resistencia cilíndrica para la obra.

En la práctica del diseño de pavimentos se ha generalizado el empleo de valores promedio de $S'_c = 4.50 \text{ MPA}$, el cual será adoptado en el presente diseño. El módulo de rotura deberá verificarse durante la construcción mediante ensayos de vigas a la flexión. Las dosificaciones de hormigón corresponden en forma aproximada a este valor.

3. 1. 7. 7.- MÓDULO DE ELASTICIDAD (E_c)

Es un parámetro que indica la rigidez y la capacidad de distribuir las cargas que soporta la losa del pavimento. Mientras más alto sea el valor del módulo elástico, más rígida será la losa. Los esfuerzos, deformaciones y deflexiones, están influenciados por el valor del módulo elástico. Este valor se determina usando los procedimientos descritos en el ensayo ASTM C 469.

Sin embargo, puede determinarse el valor del módulo de elasticidad a partir de la resistencia a compresión ó a la flexión del hormigón. En nuestro caso, se ha utilizado la siguiente expresión:

$$E_c = 1,000,00[S'_c(\text{KPa}) - 3,370]/43.5$$

De esta fórmula se obtiene el valor aproximado de $E_c = 26,000 \text{ MPA}$. El diseño es poco sensible a esta variable.

3. 1.7. 8.- MÓDULO EFECTIVO DE REACCIÓN DE LA SUB RASANTE (K)

En el acápite 1.8.3.3 del presente estudio se han revisado los conceptos y distintos factores que intervienen en la elección del valor de este módulo, los valores ahí obtenidos son:

Para CBR = 5 % $\Rightarrow K = 40 \text{ KPA/mm}$; y

Para CBR = 12 % $\Rightarrow K = 60 \text{ KPA/mm}$

3. 1.7. 9.- NIVEL DE CONFIANZA (R)

La confiabilidad es la probabilidad (expresada como porcentaje) de que el sistema que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su vida útil bajo las condiciones que tienen lugar durante ese lapso, es decir que el pavimento sobreviva al tráfico y a las condiciones del medio ambiente del período de diseño.

La selección del nivel apropiado de confianza para el diseño de un pavimento está determinada por el uso esperado de ese pavimento. Un nivel de confianza elevado significa un pavimento más costoso y por lo tanto mayor costo inicial, pero pasará mayor tiempo antes de que necesite reparación y por ende los costos de mantenimiento serán menores, un nivel de confianza bajo da pavimentos más económicos, pero con mayor costo de mantenimiento, lógicamente, existirá un nivel de confianza óptimo en el cual la suma de los costos iniciales y de mantenimiento dan un mínimo.

Bajo ese criterio la AASTHO elaboró la tabla que se presenta a continuación, donde se presentan niveles de confianza en función del tipo de camino y su ubicación.

Tabla N° 43
Valores de Confianza
(en función de la funcionalidad)

Clasificación Funcional	Urbana	Rural
Interestatal y Otras Autopistas	85.0 – 99.9	80.0 - 99.9
Arterias Principales	80.0 – 99.0	75.0 - 95.0
Colectores	80.0 – 95.0	75.0 - 95.0
Local	50.0 – 80.0	50.0 - 80.0

Fuente: Guía de Diseño AASHTO

Dadas las características de la vía en estudio adoptaremos un nivel de confianza **R = 80%**, que correspondería a un camino colector en área rural.

3. 1.7. 10.- DESVIACIÓN ESTÁNDAR GLOBAL (S_0)

Toma en cuenta la variabilidad de los datos de diseño, la variabilidad del tráfico durante la vida útil del pavimento, la variabilidad de los fenómenos naturales, variabilidad durante los procesos constructivos, incluyendo la variabilidad en las propiedades de materiales, suelo de fundación, etc. En ausencia de valores nacionales, la Guía de Diseño AASHTO recomienda valores recomendados para pavimentos rígidos. Para el caso donde la varianza del tráfico futuro proyectado no se considera, la Guía de Diseño AASHTO recomienda un valor de 0.35. Por lo tanto el valor adoptado será de $S_0 = 0.35$.

3. 1.7. 11.- COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Es un factor usado sólo en pavimentos rígidos y sirve para tener en cuenta la capacidad de la estructura del pavimento para transferir cargas a través de juntas y fisuras. Este factor considera además, el apoyo lateral provisto en las esquinas de la losa.

Los dispositivos de transferencia de cargas, interacción de agregados, y la presencia de bermas de hormigón vinculadas tienen un efecto en este valor. Coeficientes de transferencia de carga altos corresponden a menor soporte provisto para el pavimento, con menor soporte, se espera que el pavimento sea más susceptible al bombeo, y otros deterioros relacionados con juntas y esquinas.

Como una guía general para el rango de coeficientes de carga, se debe usar coeficientes mayores para valores bajos de K, altos coeficientes termales y mayores variaciones de temperatura. El pavimento es altamente sensible al valor J y se presentan dos posibilidades: con bermas vinculadas o sobre ancho de hormigón, o bien con berma de asfalto. La siguiente tabla provee recomendaciones para la selección del coeficiente de transferencia de carga:

Tabla N° 44
Coeficientes de Transferencia de Carga

Tipo de Pavimento	Berma de Asfalto		Berma de Ho. Vinculada	
	Dispositivo de Transferencia		Dispositivo de Transferencia	
	Sí	No	Sí	No
Junta Sencilla y Junta reforzada	3.2	3.8 – 4.4	2.5 – 3.1	3.6 – 4.2
Continuamente Reforzada	2.9 – 3.2	N/D	2.3 – 2.9	N/D

Fuente: AASHTO Guía de Diseño Parte II. Sección 2.4.2.

Se ha realizado el diseño considerando una berma de asfalto, por lo que el factor adoptado es $J = 3.2$.

3. 1.7. 12.- COEFICIENTE GLOBAL DE DRENAJE (C_D)

El coeficiente de drenaje incorpora el efecto del drenaje en la vida de los pavimentos rígidos. El efecto del drenaje en el desempeño de los pavimentos es una función de la calidad del drenaje (tiempo requerido para que el agua escurra) y la cantidad de tiempo durante el año en que la estructura del pavimento estará expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación.

La calidad del drenaje depende de las permeabilidades de la sub base y los materiales de fundación, el diseño de las secciones transversales estructurales y de la presencia de drenes longitudinales de borde. Este valor no es fácil de determinar y en el presente caso se adoptará simplemente por las características de clasificación de suelos determinadas por el consultor y los datos de pluviometría. El período del año que el pavimento está expuesto a niveles cercanos a la saturación es una función de las características de precipitación y evapotranspiración que son inherentes al clima particular de la región.

La norma AASTHO sugiere una calificación para la calidad del drenaje de acuerdo al tiempo en que las aguas son drenadas, tanto de la losa como de la capa sub base y subrasante.

3. 1.8.- RESULTADOS

Con los datos anteriormente expuestos, se ha realizado el diseño final empleando el software "DARWIN 3.0", desarrollado por la AASHTO. Se adjunta el diseño del pavimento con bermas de asfalto, es decir para un ancho de plataforma de 7.00 m. La berma adyacente a la plataforma de hormigón, debe ser construida con capa base y tratamiento superficial.

Las juntas transversales deben ser aserradas en sitio hasta una profundidad de un tercio de la losa en un ancho de 6.0 mm y a una profundidad de 20 mm. Se

recomienda el uso de una tira de respaldo (BACKER de 8 mm) y un sellador basado en silicona.

Los resultados de obtenidos mediante el software empleado se resumen en la siguiente tabla.

Tabla N° 45
Valores espesores pavimento en mm
Período de diseño 20 años

TRAMO	K ADOPTADO	SUBBASE	ESP. LOSA
TRAMO CAMPO	40	150	220
PAJOSO - CARAPARI	60	150	210

Fuente: Elaboración propia

Para desarrollar el presente diseño se tomaron en consideración los siguientes elementos:

- Diseño de hormigón para un ancho de 3.50 m.
- La berma debe ser construido con capa base y tratamiento superficial.
- La distancia entre juntas transversales es de 4.50 m (losa de dimensiones 3.50 por 4.50 m).
- En las juntas transversales deberá colocarse acero liso de 1" de 0.45 m de largo y espaciado a 0.30 m.
- Las juntas deberán ser aserradas y rellenadas posteriormente con silicona o similar.

- El módulo de ruptura del hormigón a los 28 días es de 4.50 MPA.
- El módulo k adoptado corresponde a un suelo estable con 8.7% ,12.5% y 13.1% de CBR.
- Las unidades del módulo k están expresadas en KPA/MM.

PAVIMENTO RÍGIDO.-

Como se observa para iniciar a utilizar el programa KEMPAV debo de tener ya sus dos parámetros de entrada que son muy importantes y que de aquí derivan todos los cálculos posteriores a efectuarse por el programa. Para el tramo Campo pajoso-Carapari según la información proporcionada por el servicio de consultaría PCA encontramos un CBR del tramo promediado a un dos tipos de suelos reinantes en el tramo de estudio que son A4 Y A2 respectivamente .Entonces para el valor de A4 los demás datos se inicia introduciendo este valor en los datos de entrada junto con el valor del tránsito calculado del tramo Campo Pajoso –Carapari que son 62 vehículos pesados (MJA) , a una tasa de crecimiento de 6.095% para un periodo de 20 años entonces se observa que el programa calcula el número de vehículos pesados acumulados .

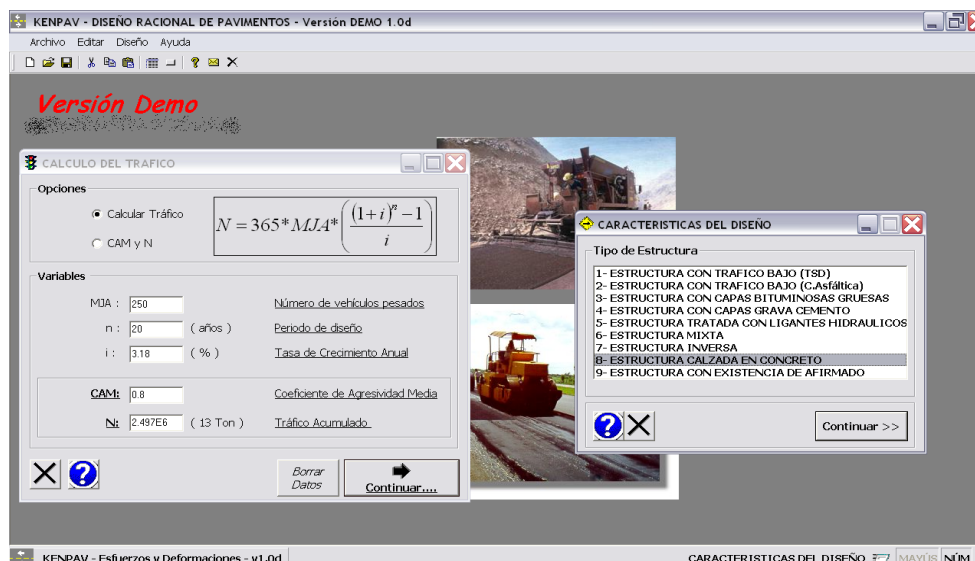


Figura N° 63 – Elección de tipo de estructura – Estructura calzada en concreto

También buscado de tablas buscamos el valor del coeficiente de agresividad media CAM por el cual el valor nos da según el número de vehículos pesados n T2 que nos permite ver en tablas el valor de 0.7. Después como se observa en las gráficas escogemos la opción tráfico bajo (estructura de calzada en concreto) que sirve para nuestro caso.

Luego llenamos de características del suelo para las capas de subrasante y losa además de sus diferentes módulos de Poisson. para la iteración que realiza el programa se debe primero asumir la altura de la capa de subbase por el que la losa tendrá que asumir el valor de 15 cm en adelante y el cual se iterara calculando los esfuerzos y deformaciones que no sobrepasen el admisible siendo de esta manera aceptado el diseño.

Información Conocida

CAPAS: 3
CAM: 0.7
Num. Ejes: 2.50E+06

Parámetros de Diseño Utilizados

Radio de Contacto: 0.125
Presión de Contacto: 0.662
Distancia entre Ejes: 0.375
Posiciones Eje: 3

Estructura

Diagrama de la estructura de la calzada:

```

  NL
  |
  |--- C. Concreto ---> C.T.
  |
  |--- L ---> C.T.
  |
  |--- Fundación ---> C.T.
  |
  |--- Subrasante ---> C.T.
  
```

* NL = Capa No Ligada

Diseño

La estructura presenta dos factores de riesgo, esto, con el fin de evitar que las fisuras se prolonguen a la losa de concreto.

Características de la Calzada

☒ Concreto en continuo
☐ Con pasadores
☐ Sin pasadores y no armadas

Optimizar

☒ Espesor de la Fundación
☐ Espesor del Concreto

Datos Estructurales

Capa	E (MPa)	V	σ_c 6 (MPa)*	-1/b	SN	Sh(cm)	R (%)	H (m)
Concreto	35000	0.25	2.15	16	1.0	1.0	7.5	0.15
Fundación	24000	0.25	1.63	15	1.0	3.0	15.0	D
Subrasante	15	0.35	---	---	---	---	---	---

Botón: Tabla

Barra de estado: KENPAV - Esfuerzos y Deformaciones - v1.0d ESTRUCTURA CON CALZADA EN CONCRETO MAYÚS NÚM

Figura N° 64 Gráfica – Verificación de datos de entrada

Para la iteración que realiza el programa se debe primero asumir la altura de espesor de losa de 15 cm en adelante y la sub base el valor de 11 cm por el cual se iterara el valor de la misma verificando si cumple con el admisible.

Ahora hay que tener en cuenta que el programa después mostrara los valores de riesgo aconsejables mediante una tabla la cual el operador decidirá cuál es su valor en función del tráfico y el tipo de estructura.

KENPAV - DISEÑO RACIONAL DE PAVIMENTOS - Version DEMO 1.0d

Archivo Editor Diseño Ayuda

Datos de Entrada Cálculos y Ecuaciones Resultados y Gráfica

Ecuaciones (Esfuerzos y Deformaciones)

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 \left(\frac{NE}{1 \times 10^6} \right)^b * K_c.K_d.K_r.K_s$$

$$\epsilon_{z,adm} = 0.012(NE)^{-0.222}$$

Ecuaciones (Kr, delta)

$$K_r = 10^{-U.b.\delta}$$

$$\delta = \sqrt{(SN)^2 + \left(\frac{c.Sh}{b} \right)^2}$$

Estructura

Nº	Tipo	E (MPa)	v	H (m)
1	C.C	35000	0.25	0.15
2	Fund	24000	0.25	D
3	SUBR	15	0.35	

La estructura con los valores respectivamente mostrados por capa, serán con los cuales se calcularán los Esfuerzos Aplicados.

Variables Calculadas

Capa	Kc	Kr	δ	Ks
Losa de Concreto	1.5	0.805	1.05	1.0
Fundación	1.5	0.807	1.345	0.91

Deformaciones Admisibles

σ_{t,C.C} = 1.641 (MPa)

σ_{t,Fun} = 1.66 (MPa)

ε_{z,S.R} = -430.2E-06 ()

CALCULAR

Figura N° 65 Gráfica – Verificación de datos de entrada para su cálculo posterior

Ahora el programa en base de estos pasos de procedimiento calcula el espesor mínimo el cual será aquel en que el programa acepte el espesor de la capa de subbase en función de esfuerzos y deformaciones en donde la variación de este puede ser aceptada o rechazada.

Entonces se va aumentando el espesor de la subbase para que finalmente el programa nos dará el mensaje de diseño aceptado por el cual el esfuerzo es menor al esfuerzo de tracción admisible de la capa de rodadura y su deformación entonces queda así el diseño aprobado por el programa los valores de espesor obtenidos de subbase y losa respectivamente en la cual tuvimos los siguientes valores: que se muestran en la tabla mostrada más abajo para cada tipo de terreno y sus respectivas deformaciones y esfuerzos de losa y subbase.

Entonces de igual manera para el valor de A2 con el mismo procedimiento se inicia introduciendo este valor en los datos de entrada junto con el valor del tránsito calculado del tramo Campo Pajoso –Carapari entonces se observa que el programa calcula el número de vehículos pesados acumulados.



Figura N° 66 Iteración del programa para encontrar el esfuerzo y Deformación admisible

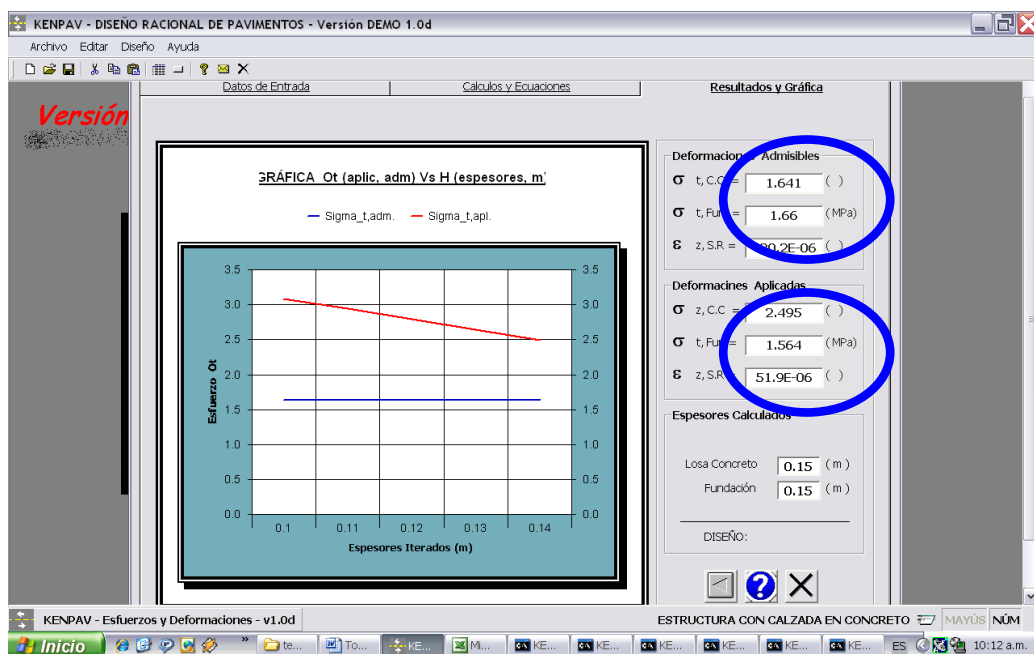


Figura N° 67 Gráfica – Verificación de esfuerzos y deformaciones aplicadas Vs. Admisibles

También buscado de tablas buscamos el valor del coeficiente de agresividad media CAM por el cual el valor nos da según el número de vehículos pesados n T2 que nos permite ver en tablas el valor de 0.7. Después como se observa en las gráficas escogemos la opción tráfico bajo (estructura de calzada de concreto) que sirve para nuestro caso.

Luego llenamos de características del suelo para las capas de subrasante subbase y losa además de sus diferentes módulos de Poisson para la iteración que realiza el programa se debe primero asumir la altura de la losa de 15 cm en adelante y la subbase el valor de 11 cm por el cual se iterara el valor de la capa de subbase.

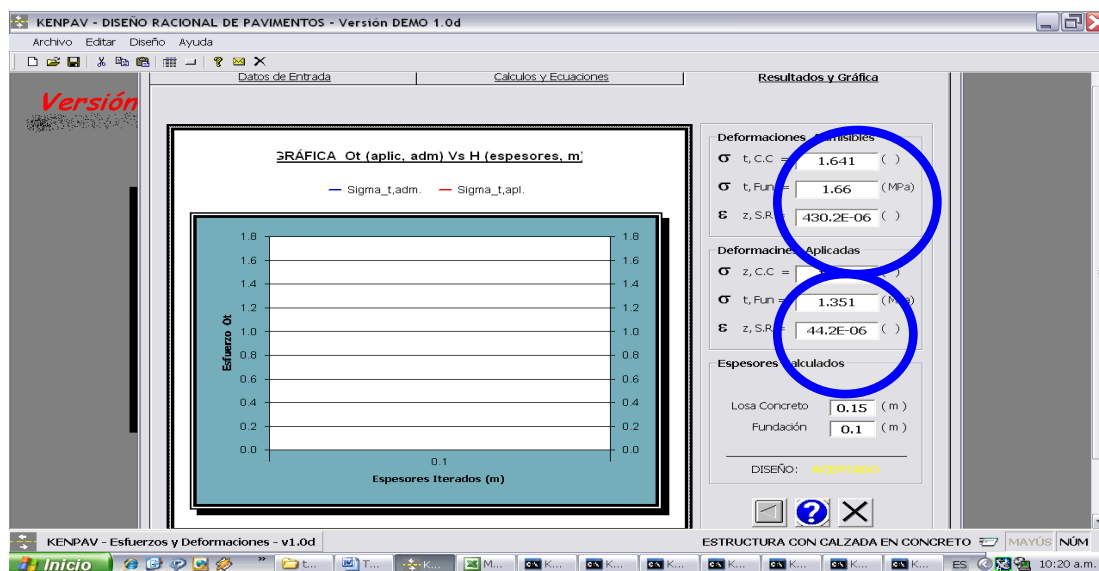


Figura N° 68 Gráfica – Aceptación de diseño en esfuerzos y deformaciones Vs. Admisibles

Después de verificar todos los datos que se ven en la pantalla que puede mostrar el programa para continuar con el cálculo entonces con estos datos módulo de Poisson numero acumulado de vehículos pesados coeficiente de agresividad media y módulo de elasticidad de cada capa primeramente el programa calculara el modulo admisible de la subrasante para estas características específicas de pavimento.

Por otra parte también el programa usando los parámetros de módulo de Poisson de elasticidad distancia entre ejes presión de inflado y radio de contacto probabilidad de riesgo y dispersiones, discontinuidades (bordes fisuras) efectos de capacidad del suelo portante (k_d k_r k_s) mediante la idealización multicapas calcula los esfuerzos y deformaciones de este tipo particular de suelo, ya que nuestro diseño es aceptado mediante graficas de esfuerzos admisibles vs esfuerzos aplicados y deformación admisible vs. deformación aplicados como muestra esta figura podemos entonces con esos resultados podemos formar una tabla que nos demuestre los diferentes valores de esfuerzos y deformaciones para cada tipo de sub base asumida para llegar a saber cuantitativamente sus valores y así poder decidir la mejor opción, es muy importante saber que por la facilidad ahora y rapidez con que se puede calcular un multicapas por medio de programa de este tipo se puede hacer varias alternativas de diseño sabiendo que anteriormente el cálculo era muy engorroso y complicado.

Terreno Regular: $E_{SB} = 25 \text{ MPA}$

Después de hacer uso del programa y que nos arrojará también al igual que el pavimento flexible los resultados a través de una iteración que al final cumpla con las admisibilidades calculadas en función de los parámetros de entrada (tráfico CBR índice de crecimiento coeficiente de agresividad media) los resultados fueron todos puestos en la tabla anterior donde se calculó los esfuerzos de la capa de rodadura los esfuerzos de la sub base que será iterada y la deformación de la sub rasante para verificar el esfuerzo a tracción u horizontal en la fibra inferior. Entonces de todos esos datos a continuación se pudo hacer las gráficas de cada uno de acuerdo a su comportamiento que nos definirá sus características para cada tipo de suelo en estudio y el resultado de diseño hecho por el programa.

En esta grafica se observa que para un espesor de 15cm de losa de pavimento necesito 19 cm aproximadamente de subbase y a medida que disminuye este espesor es porque el espesor de losa aumenta lo que es importante ya que esto define en gran manera el costo del pavimento elevando el costo del proyecto, por otra parte también debe notarse que a mayor espesor de losa de pavimento el espesor puede llegar a no ser

necesario pero con estos resultados se hará un análisis de lo que convendría más con respecto al espesor de losa y espesor de subbase

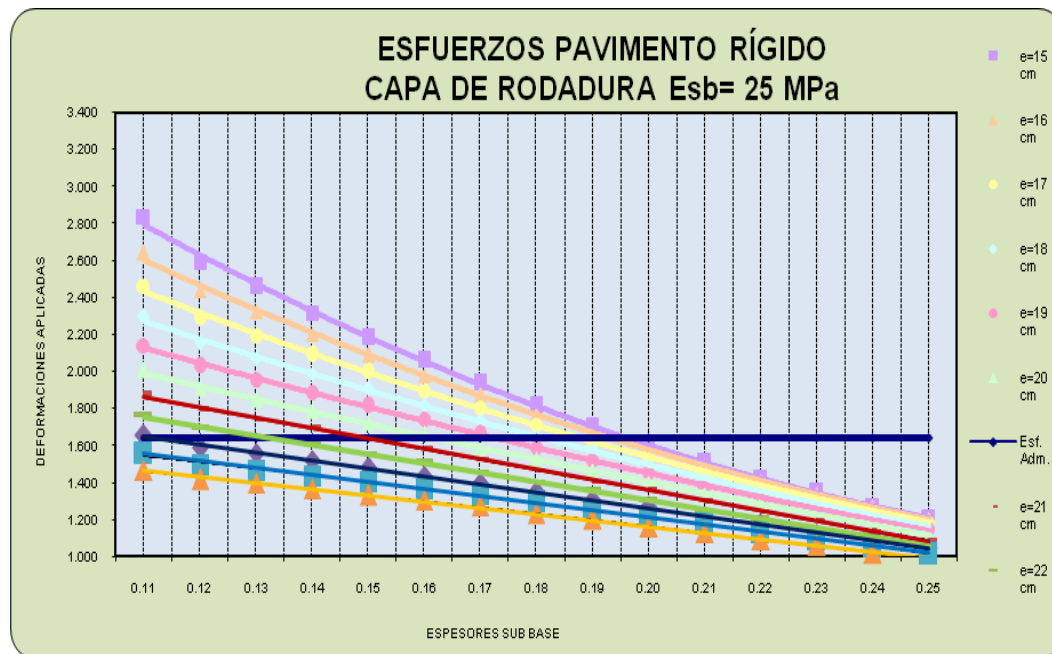


Figura N° 69 Gráfica – Esfuerzos Pavimento rígido capa de rodadura $E_{sb}=25 \text{ Mpa}$

$e = 15 \text{ cm}$

$$y = 0.003x^2 - 0.174x + 2.960$$

$e = 16 \text{ cm}$

$$y = 0.002x^2 - 0.1446x + 2.745$$

$e = 17 \text{ cm}$

$$y = -0.002x^2 - 0.122x + 2.553$$

e = 18 cm

$$y = -0.001x^2 - 0.101x + 2.373$$

e = 19 cm

$$y = -0.0007x^2 - 0.085x + 2.213$$

e = 20 cm

$$y = -0.0005x^2 - 0.085x + 2.213$$

e = 21 cm

$$y = -0.0005x^2 - 0.059x + 1.925$$

e = 22 cm

$$y = -0.000001x^2 - 0.049x + 1.802$$

e = 23 cm

No se necesita sub base

e = 24 cm

No se necesita sub base

e = 25 cm

No se necesita sub base

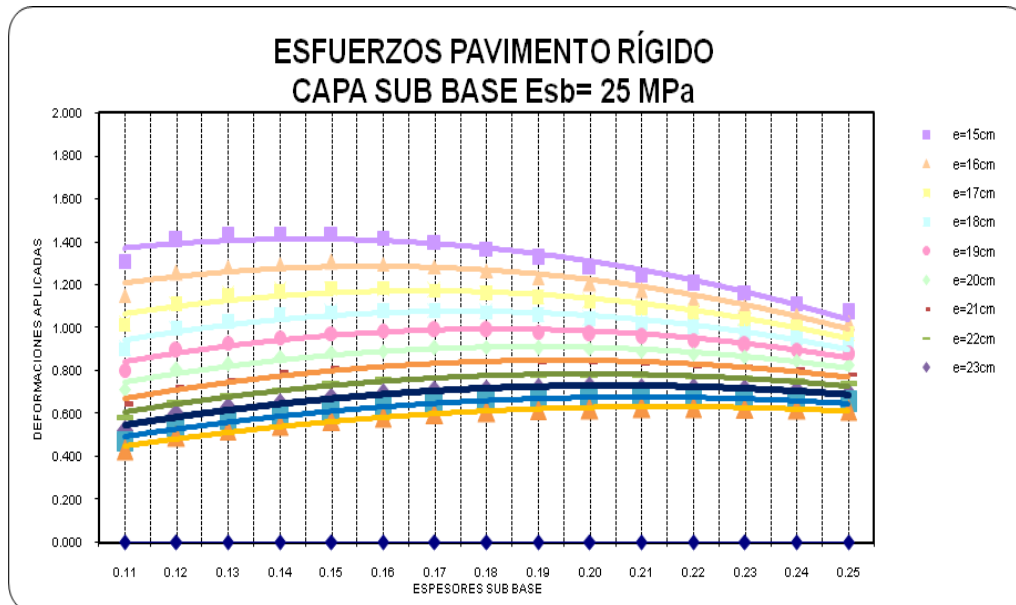
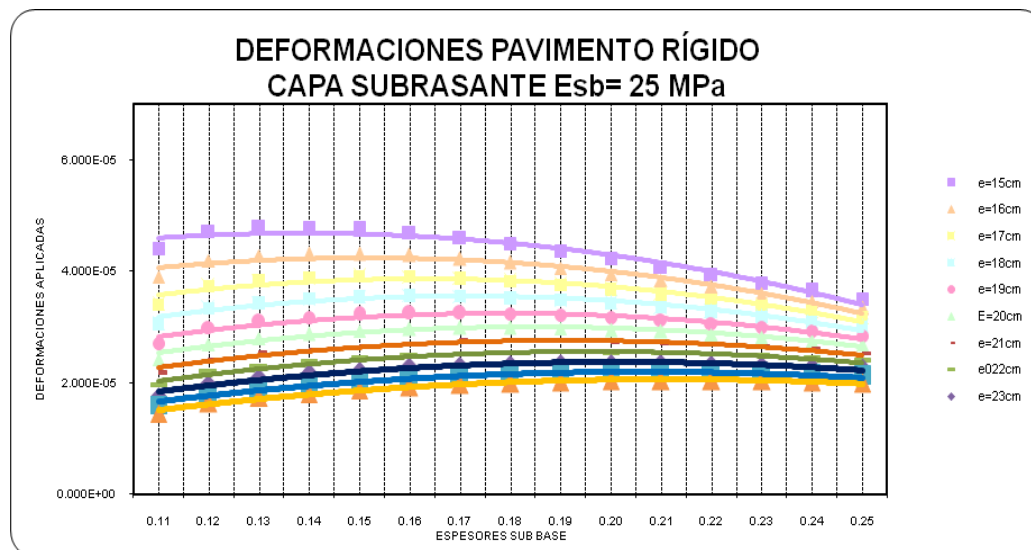


Figura N° 70 Gráfica – Esfuerzos pavimento rígido
capa de sub- base $E_{sb} = 25 \text{ MPa}$

Esta tabla nos muestra el comportamiento del esfuerzo de la capa de subbase del suelo dentro del rango de categoría regular que es a través del comportamiento de sus deformaciones producidas y el efecto que estas tienen con el espesor de la misma sub base, observándose que a medida que el espesor aumenta su deformación disminuye de forma progresiva aunque no de forma lineal



**Figura N° 71 Gráfica – Deformaciones pavimento rígido capa sub rasante
ESB=25 MPA**

Esta otra tabla nos muestra el comportamiento de las deformaciones de la capa de sub rasante puesto que es importante saberlo para así poder definir si hay o no hundimiento en nuestro suelo del tramo en estudio que está dentro del rango de categoría bueno y al observar el comportamiento de sus deformaciones producidas y el efecto que estas tienen con el espesor de la misma sub base, se puede concluir que a medida que el espesor aumenta su deformación disminuye de forma progresiva aunque no de forma lineal en los espesores más pequeños.

Tabla N° 46
Esfuerzos Y Deformaciones Aplicados
Esb = 25 Mpa

Espesor Sub Base	Espesor Losa de Hormigón																	
	15 cm						16 cm						17 cm					
	σ CC		σ Fun		ε SR		σ CC		σ Fun		ε SR		σ CC		σ Fun		ε SR	
	Cc	Fund	Cc	Fund	Subr		Cc	Fund	Cc	Fund	Subr		Cc	Fund	Cc	Fund	Subr	
0.11	2.838	1.309	4.400E-05	2.640	1.150	3.900E-05	2.462	1.014	3.400E-05	2.296	0.899	3.050E-05	2.140	0.800	2.700E-05	2.005	0.714	2.420E-05
0.12	2.590	1.407	4.710E-05	2.437	1.254	4.190E-05	2.294	1.111	3.730E-05	2.151	0.997	3.330E-05	2.029	0.894	2.990E-05	1.906	0.804	2.680E-05
0.13	2.457	1.427	4.770E-05	2.324	1.284	4.270E-05	2.192	1.152	3.830E-05	2.070	1.029	3.430E-05	1.957	0.928	3.090E-05	1.845	0.831	2.790E-05
0.14	2.314	1.437	4.780E-05	2.202	1.295	4.310E-05	2.090	1.172	3.880E-05	1.988	1.060	3.500E-05	1.886	0.955	3.170E-05	1.784	0.865	2.870E-05
0.15	2.182	1.437	4.750E-05	2.090	1.305	4.310E-05	1.998	1.182	3.910E-05	1.906	1.070	3.540E-05	1.815	0.973	3.220E-05	1.723	0.885	2.930E-05
0.16	2.059	1.417	4.690E-05	1.978	1.295	4.280E-05	1.896	1.182	3.900E-05	1.815	1.080	3.560E-05	1.743	0.984	3.250E-05	1.662	0.889	2.960E-05
0.17	1.937	1.397	4.600E-05	1.876	1.284	4.220E-05	1.804	1.172	3.870E-05	1.733	1.080	3.550E-05	1.662	0.989	3.250E-05	1.590	0.907	2.980E-05
0.18	1.815	1.366	4.490E-05	1.774	1.264	4.150E-05	1.713	1.162	3.820E-05	1.651	1.070	3.520E-05	1.590	0.988	3.240E-05	1.529	0.909	2.980E-05
0.19	1.713	1.325	4.360E-05	1.672	1.233	4.050E-05	1.621	1.142	3.750E-05	1.570	1.060	3.480E-05	1.519	0.980	3.210E-05	1.468	0.907	2.970E-05
0.20	1.611	1.284	4.230E-05	1.580	1.203	3.940E-05	1.539	1.121	3.670E-05	1.499	1.040	3.420E-05	1.448	0.970	3.170E-05	1.397	0.901	2.940E-05
0.21	1.509	1.244	4.080E-05	1.488	1.172	3.830E-05	1.458	1.091	3.580E-05	1.417	1.019	3.350E-05	1.376	0.956	3.120E-05	1.335	0.891	2.910E-05
0.22	1.427	1.203	3.940E-05	1.407	1.131	3.710E-05	1.386	1.070	3.480E-05	1.356	1.002	3.270E-05	1.315	0.939	3.060E-05	1.284	0.878	2.860E-05
0.23	1.346	1.162	3.790E-05	1.335	1.101	3.580E-05	1.315	1.040	3.380E-05	1.284	0.976	3.180E-05	1.254	0.919	2.990E-05	1.223	0.863	2.810E-05
0.24	1.274	1.111	3.640E-05	1.264	1.060	3.460E-05	1.244	1.005	3.270E-05	1.223	0.951	3.090E-05	1.203	0.898	2.920E-05	1.172	0.846	2.750E-05
0.25	1.203	1.070	3.500E-05	1.193	1.019	3.330E-05	1.182	0.973	3.170E-05	1.162	0.923	3.000E-05	1.142	0.875	2.840E-05	1.121	0.828	2.680E-05

Tabla N° 47
ESFUERZOS Y DEFORMACIONES APLICADOS
ESb = 25 MPa

Espesor Sub Base	Espesor Losa de Hormigón																	
	21 cm			22 cm			23 cm			24 cm			25 cm					
	σt CC	σt Fun	εz SR	σt CC	σt Fun	εz SR	σt CC	σt Fun	εz SR	σt CC	σt Fun	εz SR	σt CC	σt Fun	εz SR			
	Cc	Fund	Subr	Cc	Fund	Subr	Cc	Fund	Subr	Cc	Fund	Subr	Cc	Fund	Subr			
0.11	1.877	0.641	2.170E-05	1.760	0.577	1.950E-05	1.654	0.521	1.760E-05	1.557	0.473	1.600E-05	1.467	0.430	1.450E-05			
0.12	1.794	0.725	2.420E-05	1.692	0.655	2.190E-05	1.590	0.595	1.980E-05	1.499	0.541	1.800E-05	1.417	0.493	1.640E-05			
0.13	1.743	0.758	2.520E-05	1.651	0.688	2.280E-05	1.560	0.626	2.080E-05	1.468	0.571	1.890E-05	1.397	0.522	1.730E-05			
0.14	1.692	0.785	2.600E-05	1.600	0.714	2.370E-05	1.519	0.651	2.160E-05	1.437	0.595	1.970E-05	1.366	0.545	1.800E-05			
0.15	1.641	0.806	2.660E-05	1.560	0.736	2.430E-05	1.478	0.674	2.220E-05	1.407	0.616	2.030E-05	1.335	0.566	1.870E-05			
0.16	1.580	0.822	2.710E-05	1.509	0.753	2.480E-05	1.437	0.691	2.270E-05	1.366	0.634	2.090E-05	1.305	0.584	1.920E-05			
0.17	1.529	0.833	2.740E-05	1.458	0.765	2.510E-05	1.397	0.703	2.310E-05	1.335	0.648	2.130E-05	1.274	0.598	1.960E-05			
0.18	1.468	0.838	2.750E-05	1.407	0.772	2.530E-05	1.346	0.713	2.330E-05	1.295	0.658	2.160E-05	1.233	0.609	1.990E-05			
0.19	1.407	0.839	2.750E-05	1.356	0.777	2.540E-05	1.305	0.718	2.350E-05	1.254	0.665	2.170E-05	1.203	0.617	2.010E-05			
0.20	1.356	0.837	2.730E-05	1.302	0.777	2.530E-05	1.264	0.721	2.350E-05	1.213	0.669	2.180E-05	1.162	0.623	2.030E-05			
0.21	1.295	0.831	2.710E-05	1.254	0.773	2.520E-05	1.213	0.720	2.350E-05	1.172	0.671	2.180E-05	1.131	0.626	2.030E-05			
0.22	1.244	0.821	2.670E-05	1.203	0.767	2.500E-05	1.172	0.717	2.330E-05	1.131	0.670	2.180E-05	1.091	0.627	2.030E-05			
0.23	1.193	0.810	2.630E-05	1.152	0.759	2.470E-05	1.121	0.711	2.310E-05	1.091	0.666	2.160E-05	1.060	0.625	2.030E-05			
0.24	1.142	0.797	2.590E-05	1.111	0.749	2.430E-05	1.080	0.704	2.280E-05	1.050	0.661	2.140E-05	1.019	0.622	2.010E-05			
0.25	1.091	0.782	2.530E-05	1.060	0.737	2.390E-05	1.040	0.695	2.250E-05	1.012	0.654	2.120E-05	0.985	0.616	1.990E-05			

Terreno Bueno: ESB = 60 MPA

Después de hacer uso del programa y que nos arroja también al igual que el pavimento flexible los resultados a través de una iteración que al final cumpla con las admisibilidades calculadas en función de los parámetros de entrada (tráfico CBR índice de crecimiento coeficiente de agresividad media) los resultados fueron todos puestos en la tabla anterior donde se calculó los esfuerzos de la capa de rodadura los esfuerzos de la sub base que será iterada y la deformación de la sub rasante para verificar el esfuerzo a tracción en la fibra inferior.

En esta grafica se observa que para un espesor de 15cm de losa de pavimento necesito 17 cm aproximadamente de subbase y a medida que disminuye este espesor es porque el espesor de losa aumenta lo que es importante ya que esto define en gran manera el costo del pavimento elevando el costo del proyecto, por otra parte también debe notarse que a mayor espesor de losa de pavimento el espesor puede llegar a no ser necesario pero con estos resultados se hará un análisis de lo que convendría mas con respecto al espesor de losa y espesor de sub base

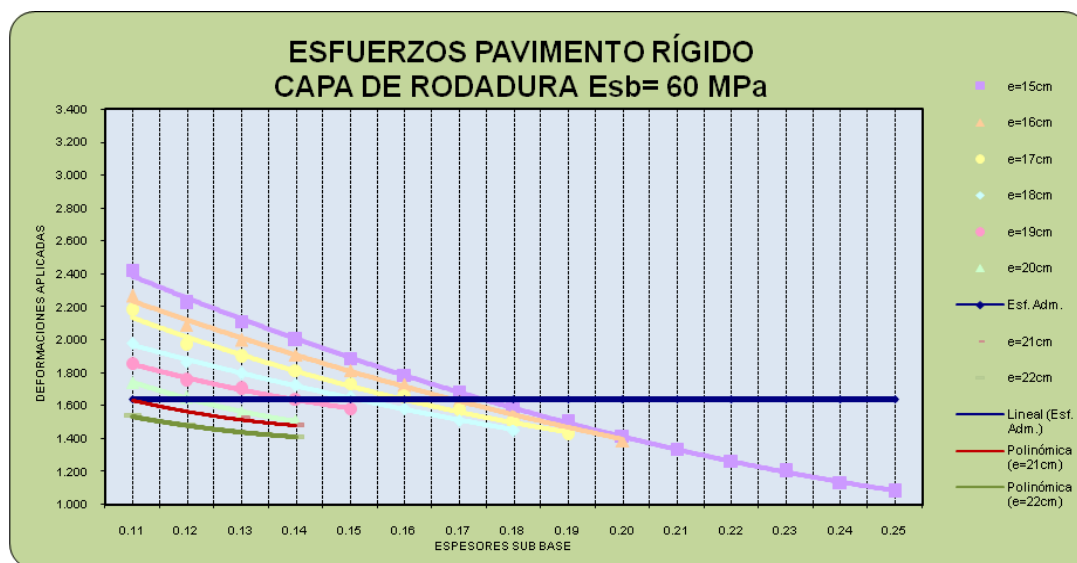


Figura N° 72 Gráfica – Esfuerzo pavimento rígido capa de rodadura $E_{sb}=60 \text{ MPa}$

e = 15 cm

$$y = 0.003x^2 - 0.141x + 2.523$$

e = 16 cm

$$y = 0.002x^2 - 0.123x + 2.356$$

e = 17 cm

$$y = 0.004x^2 - 0.130x + 2.263$$

e = 18 cm

$$y = 0.002x^2 - 0.095x + 2.063$$

e = 19 cm

$$y = 0.005x^2 - 0.098x + 1.942$$

e = 20 cm

$$y = 0.009x^2 - 0.127x + 1.860$$

e = 21 cm

No necesita sub base

e = 22 cm

No necesita sub base

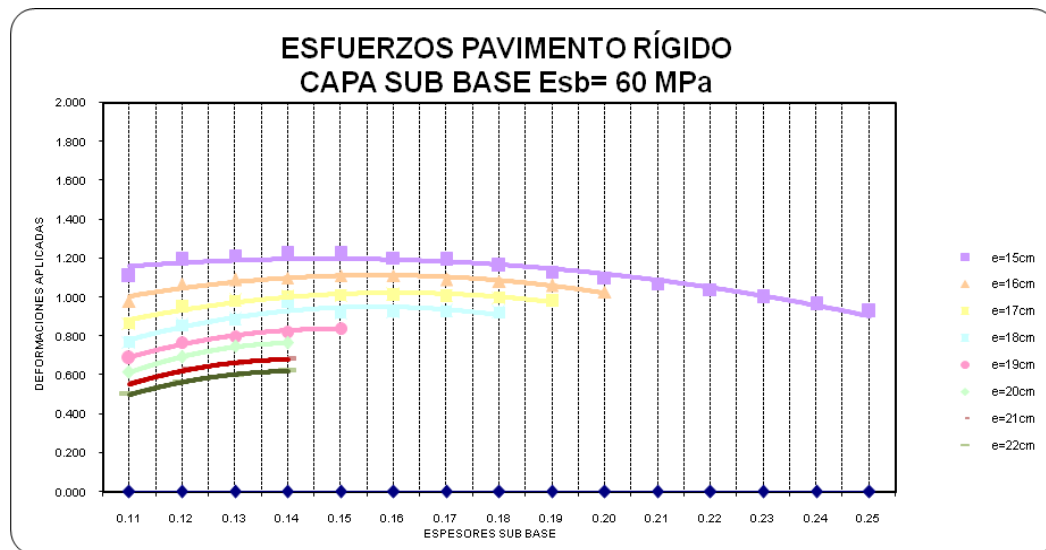


Figura N° 73 Gráfica – Esfuerzos pavimento rígido
capa de sub- base ESB=60 MPA

Esta tabla nos muestra el comportamiento del esfuerzo de la capa de sub base del suelo dentro del rango de categoría bueno que es a través del comportamiento de sus deformaciones producidas y el efecto que estas tienen con el espesor de la misma sub base, observándose que a medida que el espesor aumenta su deformación disminuye de forma progresiva aunque no de forma lineal

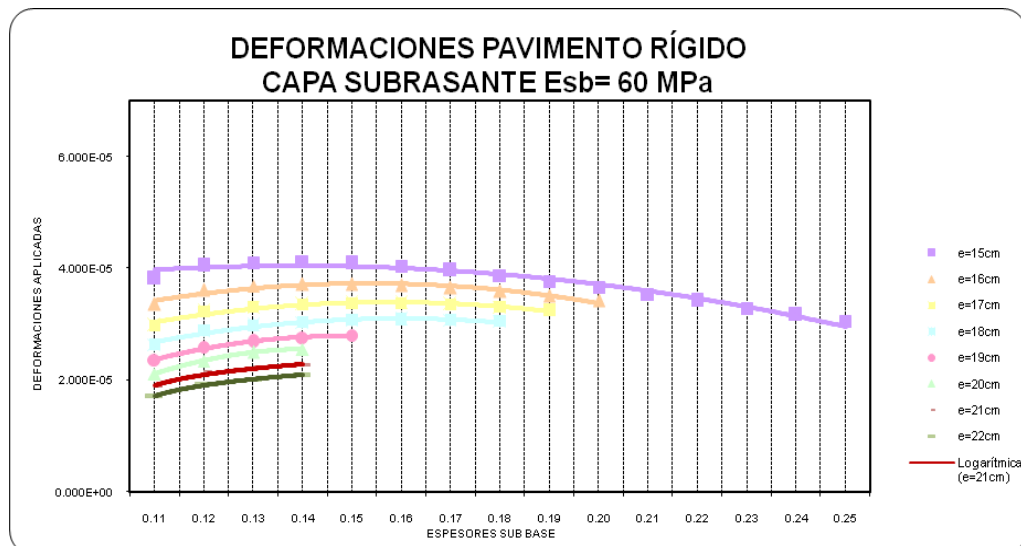


Figura N° 74 Gráfica – Deformaciones pavimento rígido
capa sub rasante ESB=60 MPA

Ahora bien ya que podemos comparar en función de sus esfuerzos de sub base y deformaciones de sub rasante de los tipos de suelos que hay en el tramo entonces los cuales están dentro de la categoría de buenos se nota que el comportamiento no varía mucho de uno con respecto del otro viendo que en caso de suelo de subrasante de CBR 5% para un espesor de 15cm necesitara un espesor de 19 cm .En cambio al observar el comportamiento del suelo de subrasante de CBR 12% se produce una gran diferencia ya que a través de su espesor de 15 cm igualmente necesitara una sub base de 17 cm aproximadamente lo que nos da por concluir que a medida que el suelo sea de más bajo CBR entonces se necesitara espesores mayores o un mejoramiento del terreno que también aumentara su estabilidad y capacidad de soporte CBR .

También al comparar los resultados de los esfuerzos y deformaciones no habiendo mucha diferencia pero cuantitativamente se observa que a mayor modulo se necesitara un menor espesor de sub base con un mismo espesor de losa de pavimento. Entonces a medida que disminuye este espesor de sub base podría no necesitarse esta sub base siendo solamente la capa de fundación capaz de soportar la estructura y sus cargas debido a su capacidad de soporte CBR.

Tabla N° 48

Esfuerzos Y Deformaciones Aplicados Esb =60 MPA

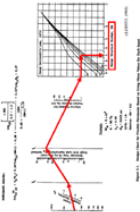
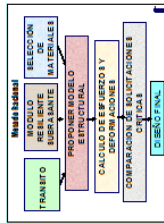
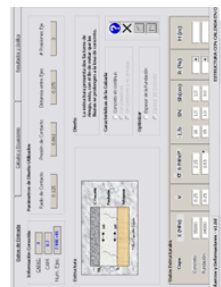
[illegible]

Tabla N° 49

Esfuerzos Y Deformaciones
Aplicadas Esb =60 Mpa

Espesor Sub Base	ESPESOR LOSA DE HORMIGÓN					
	21 cm			22 cm		
	σ CC Cc	σ Fun Fund	ϵ Z SR Subr	σ CC Cc	σ Fun Fund	ϵ Z SR Subr
0.11	1.634	0.554	1.900E-05	1.536	0.500	1.710E-05
0.12	1.560	0.628	2.120E-05	1.478	0.570	1.920E-05
0.13	1.519	0.657	2.210E-05	1.437	0.598	2.010E-05
0.14	1.478	0.681	2.280E-05	1.407	0.621	2.080E-05
0.15						
0.16						
0.17						
0.18						
0.19						
0.20						
0.21						
0.22						
0.23						
0.24						
0.25						

Tabla N° 50 Matriz de Comparación

MÉTODO	PARÁMETROS DE ENTRADA	CÓMO SE OBTIENE?	PROCESO DE CÁLCULO	RESULTADOS
EMPIRICO A A S H T O	-SERVISIBILIDAD - ΔPSI - ESALS - Confiabilidad - Variabilidad - Módulo RESILIENTE - Número Estructural - Coeficientes de Capa - Calidad de Drenaje - Coeficiente de Transferencia de Carga J	Por ábaco o por Tablas 	Flexible: $\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_o + 9.36 \log_{10}(SN+1) - 0.20$ Structural Number $+ \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{0.92}}} + 2.32 \log_{10}(M_R) - 8.07$ Espesores Rígido: $\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_o + 7.35 \times \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1} \right]}{1 + \frac{1.024 \times 1}{(D+1)^5}}$ $+ (4.22 - 0.32 p_s) \times \log_{10} \left[\frac{S_e \times C_d [D^{0.73} - 1.132]}{215.63 \times J D^{0.73} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}}} \right]$	
MECANICISTA R A C I O N A L	- Tráfico (VEH. Pesados) - Período de DISEÑO - TASA de Crecimiento Anual - Coeficiente de Agressividade Media - Módulo de Elasticidade Capa- Coeficiente POISSON	Proceso iterativo 	Flexible:  Rígido: 	ESFUERZO DEFORMACION 

4.1.-CONCLUSIONES

- ✓ Para la aplicación de los métodos racionales usando este programa computacional como es el KENPAV nos fue de mucha utilidad además que es un programa relativamente fácil de manejar se presenta como otra alternativa de cálculo para del diseño de espesores en función de esfuerzos y deformaciones.
- ✓ El programa se puede adaptar al criterio del ingeniero que puede ser usado formando una serie de alternativas de manera más rápida y eficaz de hacer un análisis económico que permita decidir la mejor alternativa y así poder optimizar la ejecución de un proyecto dado.
- ✓ El tráfico es un parámetro de entrada junto a la caracterización del suelo son muy importantes ya que inciden en el cálculo de esfuerzos y deformaciones del pavimento y por ende en el espesor optimo de diseño que me servirá como otro rápida alternativa de comparación
- ✓ Como resultado de la ejecución de métodos racionales en el pavimento flexible del tramo Puerta al Chaco Canaletas en las que se encontró 3 tipos de CBR (5,12 y 40 %) desde las progresivas 27+100 hasta 34+00 para diferentes tipos de suelo que se efectuó el cálculo de deformaciones que nos arrojo los siguientes resultados para CBR 5% por categoría de base que son a 200 MPA (mínima) el valor de sub base es de 52 cm para 400 MPA (regular) la sub ase es de 45 cm para 600Mpa(optima)la sub base es de 38 cm él para el valor de CBR 12% igualmente se obtuvieron los siguientes resultados para cual para 200 MPA (mínima) el valor de sub base es de 24 cm para 400 MPA (regular) la sub ase es de 17 cm para 600Mpa(optima)la sub base es de 13 cm y seguidamente para un CBR 40% los resultados fueron de 200 MPA (minina) 400 MPA (regular) 600Mpa(optima)l de 5 cm capa de rodadura base 15 cm y no siendo necesaria la sub base comprobando que a mayor valor de la

capacidad soporte se disminuye el paquete estructural y disminución de espesores

- ✓ Al comparar ambos métodos el racional con el AASTHO en el diseño de pavimentos flexibles en el cual se puede observar que para CBR de 5% hay marcada diferencia lo que quiere decir que el método racional frente al AASTHO es más conservador pero a medida que el CBR aumenta como al 12 % los resultados entre ambos métodos; el método racional optimiza el paquete estructural y para CBR 40% al igual que el anterior frente a los resultados del AASTHO el racional también lo optimiza siendo en otras palabras un método .que para tipos de suelos malos CBR bajos 5% para abajo es conservador lo que da garantías en el desarrollo de todo diseño y frente a suelos buenos CBR mayores 10% este método optimiza el paquete lo cual demuestra ser una alternativa más para el análisis económico frente al tradicional método AASTHO
- ✓ Para la ejecución de métodos racionales en el diseño de pavimentos rígidos mediante deformaciones y esfuerzos en el tramo Campo Pajoso Carapari se obtuvieron dos tipos de suelos desde la progresiva 0+200 hasta 19+200 reinantes de CBR de 5% para suelo a4 y CBR 12% suelo a2 en el que los resultados fueron los siguientes cabe hacer notar que se itero el valor de sub base y losa de concreto para lo que se detalla para CBR 5% para valor de la losa 15 cm la sub base vale 19.5 cm ,losa de 16 cm la sub base es de 19 cm para losa de 17 cm sub base es de 18.5 cm para losa de 18 cm sub base es 18 cm para Losa 19 cm sub base de 17cm para losa de 20 cm la sub base es de 16 cm y para 21cm es sub base 15 cm y losa 21cm sub base 13 cm no siendo necesario la sub base para espesores mayores comparando ambos métodos es que los resultados son los mismos losa 21cm sub base es 15 cm ahora CBR 12% se tiene los siguientes resultados losa 15 cm sub base 17.5 cm losa de 16 cm sub base 17 cm losa de sub base 16 cm losa de 18 cm sub base de 15 cm losa 19 cm sub base 13.5 cm losa 20cm sub base de 12cm no siendo necesario

sub base para espesores mayores lo que al comparar ambos métodos podemos concluir que para sub base de 15 cm la losa es de 22 cm por el AASTHO y el racional arroja 15cm de sub base y 18 cm de losa con lo que se puede concluir que el método racional optimiza de gran manera el diseño del paquete estructural en el diseño de pavimentos rígidos siendo muy útil como alternativa de análisis de costos de construcción.

- ✓ En la presente investigación también se desarrolló el ensayo con la viga BEKELMANN del que se pudo concluir para los pavimentos lo siguiente: en las progresivas 27+580 hasta 27+880 del cual obtuvimos sus deformaciones admisibles siendo solo estas las que se pueden calcular de 0.00109 frente a la deformación admisible del método racional 0.001025 en el que concluimos que no hay mucha variación entre ambos dándole al método racional cierta aproximación en campo lo que es muy importante dándole confiabilidad pero esto se lograra con un mayor número de ensayos que darían mayor consistencia a los mismos para el estudio de cada suelo en particular.
- ✓ En el caso de pavimentos rígidos se concluye que la metodología racional ejecutada por el programa debido a que utiliza la deformación admisible originada por el tráfico pesado es por esta razón que podemos dimensionar las diferentes capas del pavimento siendo además que podemos llegar a combinar una serie de espesores que cumplan con la admisibilidad.

4.2.- RECOMENDACIONES

- También cabe notar que al no contar con la sofisticada tecnología a la que se debe recurrir para encontrar la aproximación a los módulos de elasticidad y coeficientes que caractericen un suelo esta resulta ser muy dificultosa para nuestro medio para esto se utilizaran parámetros de aproximación correlaciones basadas en nuestro medio, además que el modulo resulta ser un parámetro de gran influencia junto al tráfico para el cálculo de espesores de un diseño en un proyecto dado
- Se recomienda el uso del programa KENPAV para modelar la estructura de los pavimentos porque presenta ventajas sobre otros programas de la misma clase como el DEPAV ELISE5 porque permite el cálculo de un número mayor de capas
- Es muy importante que sea representativo los datos tanto de la sub rasante como del tráfico que es muy importante para el desarrollo del cálculo del programa porque de no ser así podría haber problemas en el diseño y por ende de la construcción
- los criterios usados en otros países para el diseño de pavimentos como Estados Unidos y Colombia con el método AASTHO y el método racional en el cual tienen una gran avance que consideran las condiciones prevalecientes en esos lugares las cuales son proceso constructivo condiciones atmosféricas (clima) y características de los materiales por tal motivo es muy difícil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a nuestro medio por tal motivo se recomienda hacer mas investigaciones para poder aplicarlos a nuestro medio de acuerdo a nuestras condiciones locales y así poder realizar una clasificación normativa de materiales para la construcción de obras
 - Se debe tener en cuenta que por ser un método no muy conocido a nivel de Sudamérica se lo debe de tratar de aplicar a nuestro medio de manera muy consciente y así poder estar en este terreno de la

investigación no al día a comparación de países vecinos sino ya introducidos en un tipo de estudio que con el tiempo nos actualizara sobre un nuevo método de estudio que se está comenzando a introducir a nivel mundial