

# **CAPITULO I**

## **INTRODUCCIÓN**

## **1.1.- JUSTIFICACIÓN**

En general en todos los proyectos de ingeniería se ha buscado adaptar el uso de mejores y más eficientes técnicas como un principio fundamental en el desarrollo de las etapas de planeación y diseño de acuerdo con la naturaleza de cada proyecto.

El método se basa en la determinación del valor de los esfuerzos y deformaciones máximos admisibles que pueden soportar una estructura de pavimento sin que su comportamiento funcional y estructural se vea afectado, estos valores se comparan con los de los esfuerzos y deformaciones de servicios que actúan en la estructura, los cuales determinan por métodos convencionales y/o programa de computador y considerando todas las propiedades y características de los materiales que conforman las capas de la estructura .

Uno de los métodos que ha sobresalido en los últimos años en el diseño de pavimentos, es el método mecanicista, puesto que en su desarrollo tiene en cuenta diferentes parámetros que hacen de cada diseño algo particular. Este se ha caracterizado por el avalúo de esfuerzos y deformaciones 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.

Además, tiene la opción de observar el comportamiento que sigue la estructura en el porcentaje de daños acumulado durante y después del periodo de diseño, dando como alternativa realizar el cálculo de una recalza para cualquier tipo de estructura, con el fin de mantener el pavimento en perfectas condiciones.

## **1.2.- OBJETIVOS**

### **1.2.1.- OBJETIVO GENERAL**

Dimensionar los espesores de pavimento flexible aplicando la metodología mecanicista mediante el cálculo de esfuerzos y deformaciones que permita diseñar la estructura de pavimento.

### **1.2.2.- OBJETIVOS ESPECIFICOS**

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

- Aplicación de la metodología mecanicista en nuestro medio como alternativa de diseño
- Estudiar los principios del cálculo mecanicista de pavimentos
- Analizar los esfuerzos a los que está sometido el pavimento flexible
- Analizar el software que interactúa con los modelos matemáticos en pavimentos.
- Determinar el cálculo de esfuerzos y deformaciones.
- Estudiar el dimensionamiento mecanicista de una estructura de pavimento que como máximo contenga cinco capas de materiales diferentes dependiendo de los requerimientos en el diseño y la disponibilidad de material que cumpla con la calidad deseada.

### **1.3.- ALCANCE**

El método expuesto se fundamentara en la determinación del valor de los esfuerzos y deformaciones máximos admisibles que puedan soportar una estructura de pavimento, para luego ser comparados con el valor de los esfuerzos y deformaciones de servicio que actúan en la estructura. Para aplicar esta técnica en el cálculo de pavimentos flexibles se hace indispensable el conocimiento de parámetros como los esfuerzos y deformaciones admisibles para las diferentes capas de la estructura de pavimento, y los esfuerzos y deformaciones presentes en la estructura por la aplicación de cargas de tránsito.

La metodología mecanicista en el diseño de pavimentos flexible presenta un método práctico y con buenas aplicaciones que facilitara el estudio de los esfuerzos y deformaciones que pueden presentarse en las estructuras de pavimento, mejorando los procedimientos de cálculo y análisis.

Este estudio presentará una visión general de la metodología mecanicista para el análisis del cálculo de espesores de pavimento flexible. Esta metodología pretende 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.

Esta metodología facilita la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar.

**CAPITULO II**  
**METODOLOGIA MECANICISTA EN**  
**PAVIMENTOS FLEXIBLES**

## **2.1.- CARACTERISTICAS GENERALES**

El concepto de pavimento se puede definir 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.

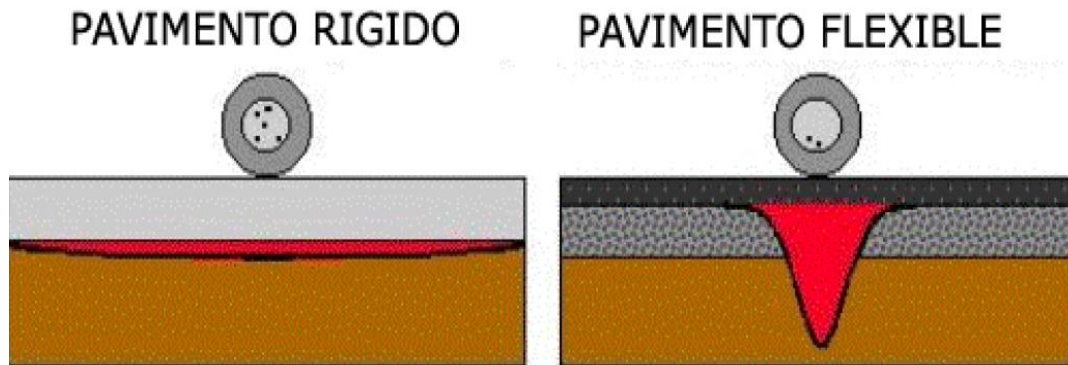
## **2.2.- TIPOS DE PAVIMENTOS**

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.

**FIG. 2.1. TRANSMISION 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.

### **2.2.1.- ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL PAVIMENTO FLEXIBLE**

#### **SUB-RASANTE**

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) COMPACTACION**

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.

### **SUB-BASE**

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 serian 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 sub-base 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 sub-base deben ser de 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 sub base 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 límite líquido 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) COMPACTACION**

El material de sub base 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) COMPACTACION**

Antes de tender el material de base, el material de sub base 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.

## **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 ASFALTICAS**

### **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 mas 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 transito lento y un grado adicional si el transito 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 PETREOS**

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 perdida 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.

Estos materiales deben carecer de materias extrañas y objetables, serán secos y libres de terrones.

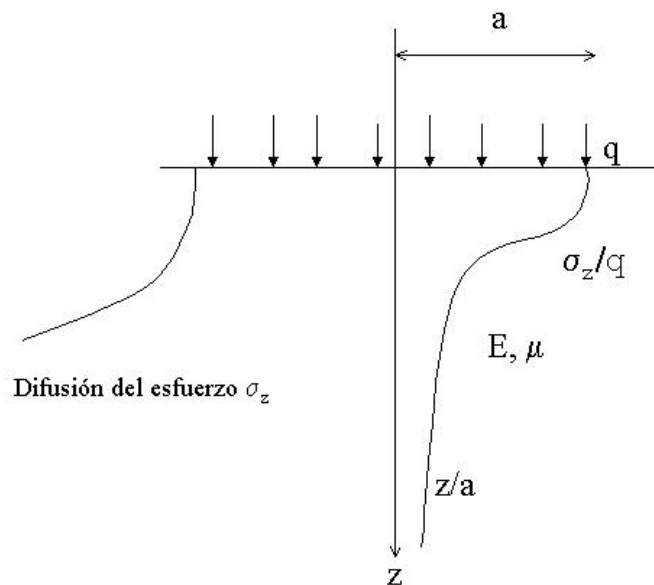
### **2.3.- MODELACION MECANICISTA DE UN PAVIMENTO FLEXIBLE**

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 que 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 2.2 Modelo de Boussinesq**

La modelación de la solución inicial basada en la teoría de Boussinesq se muestra en la figura 2.2. 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,

$\sigma_z$ : es el esfuerzo vertical a cualquier profundidad.

$q$ : es la presión de la carga.

$a$ : es el radio de la carga de huella circular

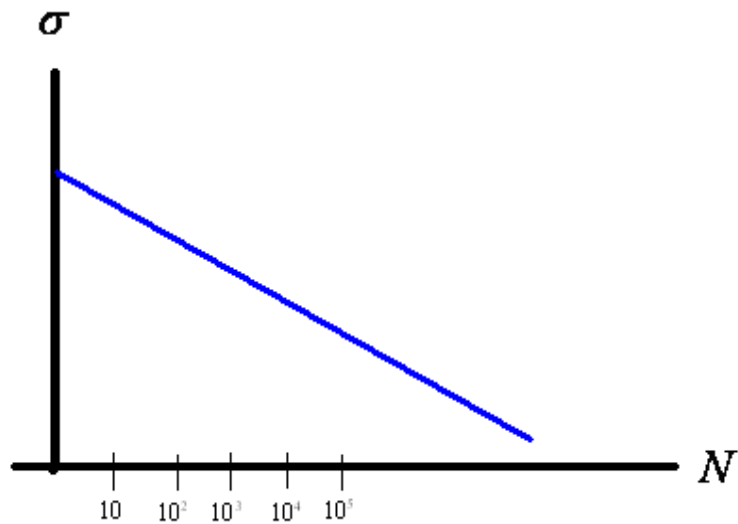
Se supone un comportamiento lineal entre los esfuerzos y deformaciones, lo que indica que se acepta que los materiales trabajan dentro de su rango elástico; sin embargo, la reología de los materiales asfálticos demuestra que su comportamiento es visco elástico, función del estado de esfuerzos, del tiempo 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).

## **2.4 GENERALIDADES SOBRE LA FATIGA DE LOS MATERIALES**

Los materiales se pueden romper si se les aplica repetidamente un gran número de sollicitaciones 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 2.3 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

#### **2.4.1 LIMITE 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.

## 2.4.2 ACUMULACION 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  $\sigma_1$  (superiores al límite de fatiga), tales que  $N_1$  es la duración de vida de la aplicación de la amplitud única  $s_1 * n_1 < N_1$
- $N_2$  sollicitaciones de amplitud  $\sigma_2$  (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  $\sigma_1$ ; 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.

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

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

### **2.4.3 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.

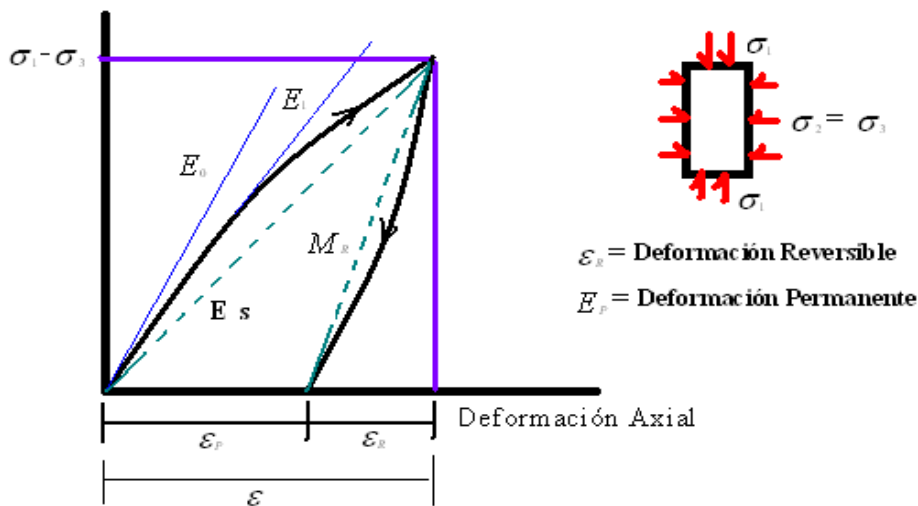
### **2.4.4 LEYES DE COMPORTAMIENTO MECANICO DE LOS SUELOS.**

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 (ensayo de placa)

### **2.4.5 ANALISIS 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 2.4 Definición de diferentes módulos de deformación**

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

El módulo 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 con el estado de esfuerzo:

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

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

#### 2.4.6 ENSAYOS DE PLACA

Estos ensayos permiten apreciar directamente el modulo 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 formula 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 modulo  $E_2$  del soporte.

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

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:

$$E_{v2} = 1.5 \frac{q_0}{w t_2} a$$

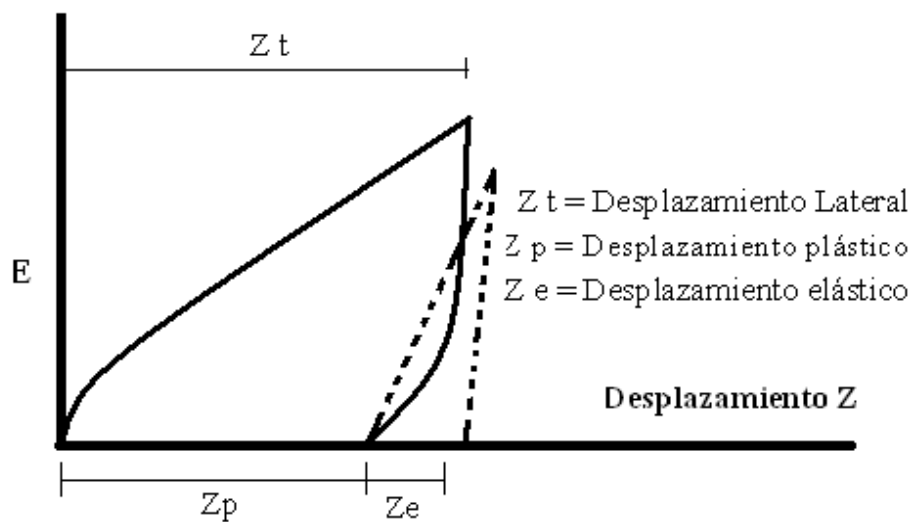
Si se toma en cuenta la relación entre el modulo  $E_{v2}$  en la segunda carga y el de la primera carga  $E_{v1}$ , se considera un suelo bien compactado si la relación es inferior a dos.

El ensayo del LCPC que permite obtener el modulo  $E_{v2}$  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 modulo 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, esta dado por:

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


**Figura 2.5 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 mecanicista.

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 módulo dinámico es siempre superior al estático, luego esta fórmula sobreestima el módulo de los suelos.

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

#### **2.4.7 LIMITES USUALMENTE ADMITIDOS DE DEFORMACION ELASTICA PARA UN SUELO EN FUNCION DEL NÚMERO DE CICLOS.-**

Independientemente de los ensayos de laboratorio, diferentes autores han buscado establecer el límite denominado deformación elástica  $\varepsilon z$  (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  $\varepsilon z$  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, E2 y  $\nu_2$  designan el módulo y el coeficiente de Poisson del suelo.

El esfuerzo  $\sigma_3$  es bajo comparado con  $\sigma_1$  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  $\varepsilon = 2.16 * 10^{-2} N^{-0.28}$

Formula Shell 1977  $\varepsilon = 2.80 * 10^{-2} N^{-0.25}$

Formula de CRR  $\varepsilon = 1.10 * 10^{-2} N^{-0.23}$

Formula LCPC  $\varepsilon = 2.10 * 10^{-2} N^{-0.21}$

Otros autores introducen el esfuerzo  $\sigma_t$  sobre el suelo, en particular:

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

Formula danesa  $\sigma_z = 0.152 \varepsilon N^{-0.307}$

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

## 2.4.8 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.

## 2.4.9 APROXIMACION TEORICA DE LABORATORIO.

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

El modulo resiliente MR, se expresa como:

$$M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon}$$

- El modulo resiliente crece con el esfuerzo medio  $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$  según 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 modulo resiliente depende en particular de la distribución granulométrica.

A continuación se presenta la variación del modulo 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 esta a una gruesa.

En la gama de los esfuerzos medios encontrados en los pavimentos 0.1 a 1 MPA, este módulo es relativamente bajo: 100 a 500 MPA.

#### **2.4.10 APROXIMACION EMPIRICA 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 modulo de cuerpo granular y  $E_2$  el modulo de suelo soporte. Estos ensayos evidencian que es imposible dar al cuerpo granular un

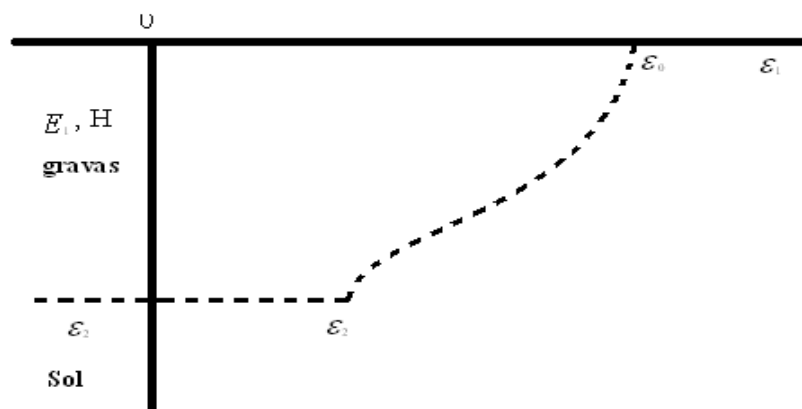
modulo propio E6 independiente de la estructura estudiada, pero la relación de módulos E1/E2 varía entre dos y cuatro.

Entre estos límites se ha encontrado que el valor del modulo 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 modulo E6 representativo de la grava no tratada.
- El modulo E1 de los primeros centímetros inferiores de la grava no tratada no puede ser muy diferente del modulo E2 del suelo, pues de lo contrario existirían esfuerzos de tracción en esos primeros centímetros.
- El modulo 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 modulo en función de la profundidad es compatible con los resultados de los ensayos de laboratorio que muestra el crecimiento del modulo reversible con el esfuerzo medio. Una capa de espesor H de grava no tratada no tiene modulo propio; se le podrá asociar un modulo E1 en función del modulo 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 2.6 Variación del modulo sobre el espesor de una capa de grava no tratada**

Ciertos autores entre ellos Claessen, lo relacionan como:

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

## **2.5.- FATIGA EN LOS MATERIALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE**

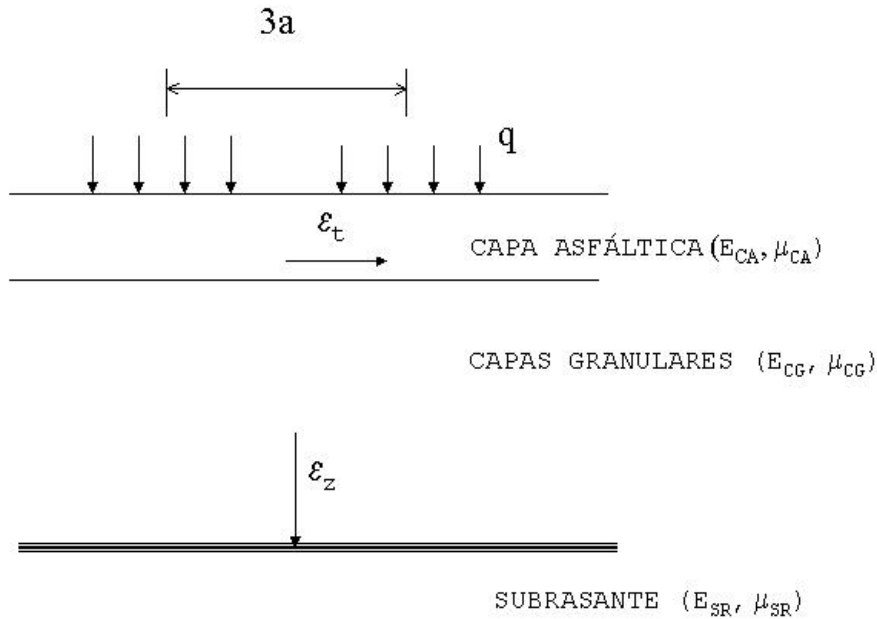
En todos los métodos de diseño de pavimentos se acepta que durante la vida útil de la estructura se pueden producir dos tipos de fallas, la funcional y la estructural. La falla funcional se deja ver cuando el pavimento no brinda un paso seguro sobre él, de tal forma que no transporta cómoda y seguramente 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 ( $\mu$ ).
- ✓ El espesor de la capa (h).



**Figura 2.7. Estructura multicapas de un pavimento flexible.**

En la figura 2.7 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 mecanicista 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  $\epsilon_t$  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  $\epsilon_z$  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  $\epsilon_z$  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:

$\epsilon_t$  = 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:

$\varepsilon z$  = 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:

$$\sigma_A dm = a (N/106)^{-1/12} \sigma_0$$

En donde:

$\sigma_A dm$  = 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.

$\sigma_0$  = Resistencia a la flexo tracción del material.

### **2.5.1 MATERIALES ASFALTICOS**

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 viscoelásticos. Esta propiedad se explica por la dependencia del modulo 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.

## 2.5.2 MODULO 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 viscoelástico del material, la deformación sufre un retardo sobre el esfuerzo que se traduce por un ángulo de desfase  $\varphi$ . Se tiene que  $\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t + \varphi)$ , se tiene que en notación imaginaria el modulo se escribe:

$$E^*(i\omega) = I E^* \text{Exp.}(i\varphi) = E_1 + i E_2$$

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 viscoelástico, 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\*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,  $2X \operatorname{Tan} \alpha$ .

$\alpha$  = ángulo que define el ahusamiento de la cuña.

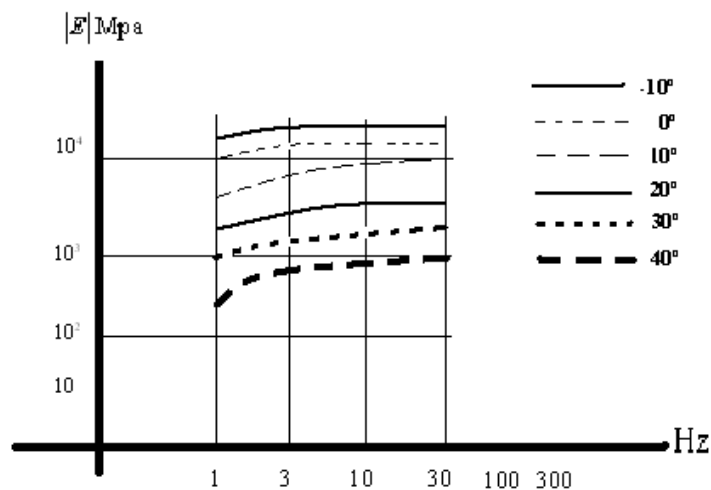
I = Inercia de la probeta.

### 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  $\sigma_t$  y  $\varepsilon_t$  valores reales.

### 2.5.3 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.

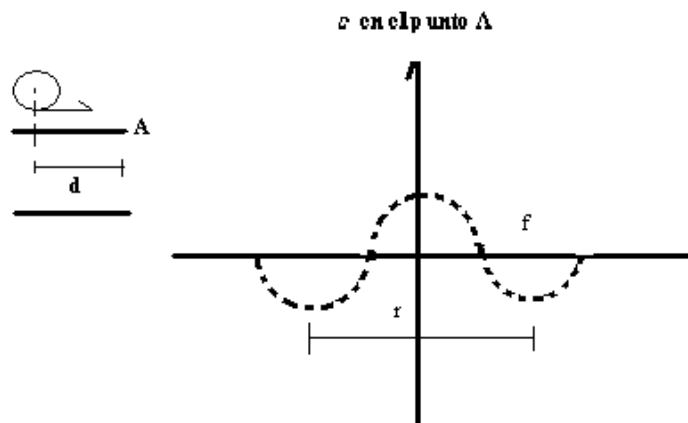


**Fig. 2.8 Influencia de las cargas en el módulo de un material bituminoso.**

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  $\varepsilon$  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 2.9 Selección de la frecuencia**

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

**Tabla 2.1**

**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	T = 0,05 s	T = 0,02 s
L = 0,50 m	f = 10 Hz	f = 50 Hz
Grueso	T = 0,05 s	T = 0,08 s
L = 2m	f = 5 Hz	f = 12,55 Hz

Donde L es la longitud de onda.

**Tabla 2.2**

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

<b>Frecuencia (Hz)</b>	5Hz	20 Hz	80 Hz
<b>Modulo (MPA)</b>	6,000	8,000	10,000

## 2.5.4 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 para un ensayo realizado a esfuerzo constante (como para gravas tratadas con ligantes).

Los ensayos de fatiga se efectúan generalmente a deformación  $\varepsilon$  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.

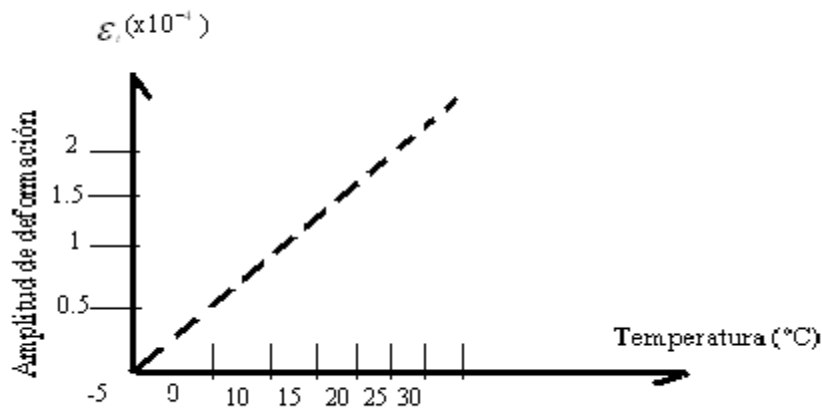
En el segundo caso, la ruptura no se observa realmente al final del ensayo, pero se define una ruptura convencional cuando el desplazamiento en la cabeza de la probeta tiene un valor del doble de lo establecido al comienzo del ensayo.

### 2.5.5 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  $\varepsilon_0$ , que conduce a la ruptura a  $N = 10^6$  ciclos, está ligada efectivamente a la temperatura.

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



**Figura 2.10 deformaciones admisibles a  $N = 10^6$  ciclos en función de la temperatura**

### 2.5.6 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  $\varepsilon$  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  $\varepsilon_6$  a  $10^6$  ciclos y a  $10^\circ\text{C}$ .

El valor del módulo a  $30^\circ\text{C}$  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 2.3**

**Valores del modulo  $\varepsilon_0$ , 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:

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

## 2.6.- DISEÑO AVANZADO POR METODOS MECANICISTA

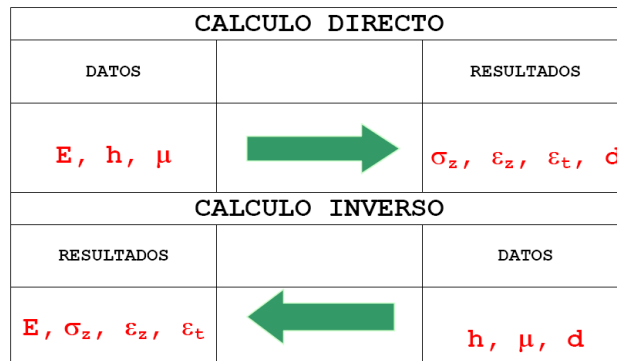
El procedimiento de diseño por la metodología mecanicista consiste en escoger una adecuada combinación de espesores de capas y características de materiales ( $E$ ,  $\mu$ ,  $h$ ) para que los esfuerzos y deformaciones ( $\sigma_z$ ,  $\epsilon_z$  y  $\epsilon_t$ ) causados por las solicitaciones a 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 DISPAV del Instituto de ingenieros, 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 inverso 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 2.4. 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 <sup>2</sup> )	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 %
$\epsilon_z = 2.13 \times 10^{-2} (N)^{-0.25}$		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.

Lo necesario 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 programa computacional KEMPAV (diseño mecanicista de pavimentos), realizado por los ingenieros Cesar Gonzales y Diana Vega. Los valores de esfuerzos y deformaciones pueden también obtenerse mediante el uso del programa DISPAV, realizado por el Instituto de Ingeniería, Ciudad universitaria, CP. 04360, México, D.F.

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

## **2.7.- PRINCIPALES PARAMETROS DE ENTRADA EN EL DISEÑO**

Los datos necesarios para la aplicación del método de diseño mecanicista 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.

### 2.7.1.- EL TRANSITO

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: numero 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 pueda 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.

### **2.7.2.- 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.

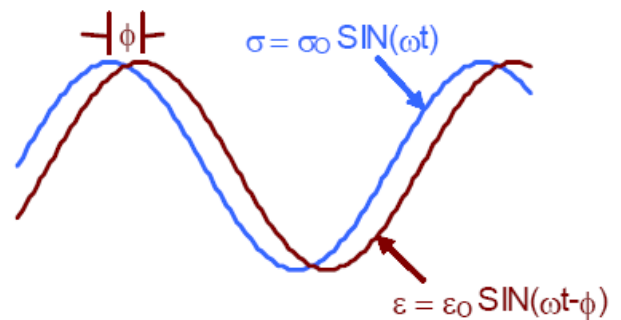
### **2.7.3.- LOS DATOS CLIMÁTICOS Y DEL AMBIENTE**

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.

#### 2.7.4.- LOS PARAMETROS 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.



**Fig. 2.11. 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 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 ensayo 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 ensayo es muy sensible a esas condiciones.



**Fig. 2.12. Ilustración de una cámara triaxial y el concepto de módulo de Resiliencia**

En todos los materiales se necesitarán los valores correspondientes a la relación 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 sub-rasante; 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.

## **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 mecanicista.

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

- La fórmula  $E = 6.5 \text{CBR}^{0.65}$  (MPa) propuesta por Jeuffroy y Bachéeles. 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  $5 \text{ CBR}$  (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  $\epsilon_z$ .

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.

## **- 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 seleccionamiento 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 modulo 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 modulo de Young E, el coeficiente de Poisson será tomado en promedio alrededor de 0.35.

**Tabla No. 2.5.**

**Valores del Modulo 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 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 modulo 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)			

**2.8.- METODOLOGIA 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.

## **2.8.1 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) CALCULO 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.

## **2.9.- CRITERIOS REQUERIDOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO**

### **CASO DE CALZADAS CON TRANSITO 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  $\epsilon_z$  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 sub base 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  $\epsilon\tau$  en la base de las capas bituminosas permanezca inferior al valor admisible y que la deformación  $\epsilon z$  en la superficie de las capas no ligadas y del suelo soporte sea inferior también a un valor límite.

Determinación de la deformación admisible esta  $\epsilon_{tadm}$  dado por la relación:

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

$\epsilon \acute{e} (NE, \theta_{eq}, f)$  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  $\theta_{eq}$ , y la frecuencia  $f$  característica de las sollicitaciones exigidas en la capa considerada.

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

$$\epsilon \acute{e} (NE, \theta_{eq}, f) = \epsilon_6(\theta_{eq}, f) ( [NE] \wedge 6 )^6 \quad (10)$$

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  $\epsilon_6$  es despreciable para frecuencias entre 10 y 25 Hz así como para temperaturas promedio.

En estas condiciones,  $\epsilon$  (N E,  $\theta$  e q, f) se determina de la forma:

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

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  $\epsilon$  (N E,  $\theta$ , 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.

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

u = variable centrada reducida asociada al riesgo r

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

$\delta$  = 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  $0.02 \text{ cm}^{-1}$

$K_c$  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 2.6**  
**Valor del coeficiente  $K_c$**

<b>Material</b>	<b><math>K_c</math></b>
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 2.7**  
**Valor del coeficiente  $K_s$**

<b>Modulo</b>	<b><math>E &lt; 50 \text{ MPA}</math></b>	<b><math>50 \text{ MPA} \leq E &lt; 120 \text{ MPA}</math></b>	<b><math>120 \text{ MPA} \leq</math></b>
<b><math>E K_s</math></b>	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:  $0.35 < m < 0.50$

## **2.10.- 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.

## **2.11.- 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

**CAPITULO III**  
**APLICACIÓN DE LA PRÁCTICA AL**  
**PAVIMENTO FLEXIBLE EN EL TRAMO**  
**TOLOMOSA – PAMPA REDONDA**

### 3.1 GENERALIDADES

El Diseño Geométrico del Tramo Asfaltado Tolomosa – Pampa Redonda, fue elaborado sobre la base del Manual y Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras (SNC, 2007) de manera que ofrezca condiciones de seguridad, comodidad y economía a los usuarios.

El Proyecto Tolomosa – Pampa Redonda, con una longitud aproximada de 11.60 km.

TRAMO	PROGRESIVAS	LONGITUD (km)
<b>TOLOMOSA – PAMPA REDONDA</b>	<b>De 0+000 a11+600</b>	<b>11.60</b>

El trazado geométrico casi en su totalidad, se realiza sobre el camino actual, salvo alguna variante existente.

El terreno donde se desarrolla el proyecto, presenta características fisiográficas particulares.

#### 3.1.1.- CLASIFICACIÓN DE LA CARRETERA

El Tramo Asfaltado Tolomosa – Pampa Redonda, de acuerdo a nomenclatura adoptada por el SEDECA, corresponde a la Ruta Fundamental F28 de la Red Vial del Departamento de Tarija; que pertenece actualmente a la **RED VIAL FUNDAMENTAL**, pues formará parte del Corredor Bioceánico Central, por otra parte vinculará a Tarija con Poblaciones Fronterizas importantes como ser Villazón.

La categoría asignada corresponde a la **Categoría**. (Caminos colectores III). Esta conclusión fue establecida con los resultados del Estudio de Tráfico Vehicular. Los datos de base estadística para las proyecciones fueron obtenidos de la Estadística Vial 2007, publicada por el SNC, y de planillas de aforo vehicular, por elaboración propia.

### 3.2 ESTADO ACTUAL DEL CAMINO EXISTENTE.

En la tabla que se presenta a continuación se muestra un breve resumen del estado actual del camino Tolomosa – Pampa Redonda

**Tabla 3.1**

**Estado del Camino Actual**

<b>Tramo</b>	<b>Longitud (km)</b>	<b>Ancho de Carril (m)</b>	<b>Tipo de Superficie</b>	<b>Observaciones y Comentarios Destacables</b>
Tolomosa – Pampa Redonda	11.60	3.5	Ripio	Terraplenes de altura promedio. Pendientes (máx. 8%) alineamiento horizontal presenta numerosas curvas sucesivas con pequeños radios.

**Fuente: Elaboración propia**

### 3.3.- 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 asfalto 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.

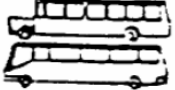
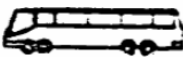
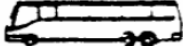
### 3.3.1.- TRÁFICO

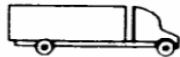

La determinación del tráfico que circulará por la carretera es de gran importancia para el diseño, ya que con esta variable se determina el tipo de carga que se aplicará al pavimento. Se obtiene la siguiente información para el tráfico en ambas direcciones, que se ve en el cuadro siguiente:





De igual manera han sido consultadas estadísticas oficiales nacionales y regionales sobre producción para el análisis del transporte como ser el PIB y el crecimiento de la población en cada uno de los municipios del Departamento proporcionado por el INE, también se obtuvo información del RUA acerca de la evolución del Parque Automotor, así como el flujo de pasajeros y carga del “Organismo Operativo de Tránsito” (Policía Caminera), con las que se han obtenido tendencias históricas que han permitido apreciar los posibles crecimientos.

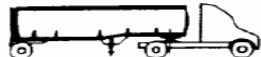
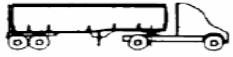
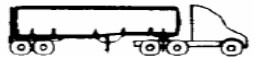
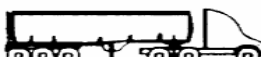
El Estudio de Tráfico realizado; comprende la siguiente Composición Vehicular:

**Tabla 3.2**  
**Tipos de vehículos**

A U T O B U S			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
B2	2	6	
B3	3	8-10	
B4	4	10	

CAMION UNITARIO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2	2	6	
C3	3	8-10	

CAMION REMOLQUE			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2-R2	4	14	
C3-R2	5	18	
C3-R3	6	22	
C2-R3	5	18	

TRACTOCAMION ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	

**Cuadro N° 3.1**  
**Composición del tráfico el año de proyección**

TRAMO	TRAFICO ANUAL DIARIO	LIVIANOS	BUSES	CAMION
Tolomosa – Pampa Redonda	59	35	9	15

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 en particular.

## Tramo Vial: Tolomosa – Pampa Redonda

### Composición Vehicular Promedio por Estación

ESTACION	LIVIANOS	PESADOS DE PASAJEROS			PESADOS DE CARGA				TOTAL
	1	2	3	5	6	7	8	9	
	vehículos livianos	B2 Microbús	B3 autobús	B4 autobús	C2 camión de 2 ejes	C3 camión de 3 ejes	T2-S-1 cabezas de 2 ejes	C2-R-2 camión de 2 ejes mas acoplado	
TOLOMOSA-	35	7	2	0	0	12	1	2	59
PAMPAREDONDA	59.32%	11.86%	3.39%	0.00%	0.00%	20.34%	1.69%	3.39%	100.00%

### 3. 3. 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 (Tabla 3.5 ), se debe encontrar la distribución de la composición vehicular, que se muestra en la Tabla 3.5

$$\text{ESAL's} = \text{TPDA} \times \text{F.crec} \times \text{D} \times \text{FE} \times \text{LD} \times \text{LC}.$$

En donde:

TPDA = Promedio diario de tránsito para el vehículo al primer año de servicio

F.crec = Factor de crecimiento al periodo Total de Diseño (20años).

D = Número de días por Año (365).

FE = Factor de Equivalencia.

LD = Factor de distribución en el canal de diseño = 0.5

LC = Factor de distribución por carril = 1.0

Es importante señalar que el Factor de Equivalencia para los vehículos del tipo C2, C3, T3-S1y T3-S2 ha sido estimado bajo la hipótesis de que el 100% de ellos circulan con el 100% de su carga máxima legal.

**Tabla 3.3**

**Factor de distribución por dirección**

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

**Fuente:** guía para el diseño de estructuras de pavimento, AASTO, 1993

**Tabla 3.4**

**Factor de distribución por carril**

Número de carriles en una sola dirección	LC <sup>11</sup>
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, AASTO, 1993

El factor de crecimiento del tráfico, se calcula aplicando la siguiente fórmula:

$$\frac{[(1 + r)^n - 1]}{r}$$

Factor de crecimiento (G):

Donde:

r = tasa de crecimiento

n = número de años

Para el cálculo de los factores de carga (FEC) para grupo de ejes, se puede adoptar. la formula simplificada de AASHTO establece las siguientes ecuaciones:

$$\text{Eje simple (2 neumáticos): } \left(\frac{P}{6600}\right)^4$$

$$\text{Eje simple (4 neumáticos): } \left(\frac{P}{8200}\right)^4$$

$$\text{Eje doble: } \left(\frac{P}{15000}\right)^4$$

$$\text{Eje Triple: } \left(\frac{P}{23000}\right)^4$$

**Tabla 3.5**

**Resultado de aforo de vehículos Tramo Tolomosa – Pampa Redonda**

TIPO DE VEHICULO	%	COMPOSICION VEHICULAR	%TASA DE CRECIMIENTO	FACTOR	COMPOSICION VEHICULAR TPDA	COEF DE EJES EQUIVALENTES	FAC TRAFICO X CARRIL	FACTOR DISTRI CARRIL	DIAS AÑO	TRAFICO ESALS
VEHICULOS LIVIANOS	59,32	<b>35</b>	9	51,16	1790,60	<b>0,001</b>	0,5	0,5	365	177,74
BUSES MEDIANOS B2	11,86	<b>7</b>	9	51,16	358,12	<b>3,751</b>	0,5	0,5	365	122565,21
BUSES GRANDES B3	3,39	<b>2</b>	9	51,16	102,32	<b>3,751</b>	0,5	0,5	365	35018,63
BUSES GRANDES B4	0,00	<b>0</b>	9	51,16	0,00	<b>2,078</b>	0,5	0,5	365	0,00
CAMIONES MEDIANOS C2	0,00	<b>0</b>	9	51,16	0,00	<b>3,751</b>	0,5	0,5	365	0,00
CAMIONES GRANDES C3	20,34	<b>12</b>	9	51,16	613,92	<b>2,078</b>	0,5	0,5	365	116402,02
SEMIREMOLQUES T2-S1	1,69	<b>1</b>	9	51,16	51,16	<b>3,751</b>	0,5	0,5	365	17509,32
C2-R2 REMOLQUES	3,39	<b>2</b>	9	51,16	102,32	<b>1,470</b>	0,5	0,5	365	13721,52
	<b>100</b>	<b>59</b>			<b>3018,45</b>		<b>NUMERO ESALS DISEÑO</b>			<b>305394,44</b>

### **3.3. 3.- ANÁLISIS DE LOS MATERIALES**

#### **3.3.3.1.- PAVIMENTOS FLEXIBLES**

El pavimento flexible consiste de una sub-rasante preparada, sub-base, base y una superficie bituminosa.

##### **a) SUB-BASE**

La subbase es la porción del pavimento entre la base y la sub-rasante. Consiste de material granular. Las especificaciones, granulometría de los materiales se ven en la especificación M147 de la AASHTO. Para el uso en el período de diseño la capa base debe ser representada por un coeficiente de capa (a3)

Aparte de la función como elemento estructural la sub-base también cumple la función de proteger la base de la intrusión de grano fino.

##### **b) BASE**

La base es la capa inmediatamente debajo de la superficie. Construida encima de la subbase. Consiste de agregado de piedra triturada. Las especificaciones para la capa base son más estrictas que las de la subbase. Las especificaciones, granulometría de los materiales se ven en la especificación M147 de la AASHTO. Para el uso en el período de diseño la capa base debe ser representada por un coeficiente de capa (a2)

##### **c) CAPA DE RODADURA**

La capa de rodadura de una estructura flexible consiste una mezcla de agregado mineral con material bituminoso. Está por encima de la capa base. Aparte de su función como capa estructural, debe resistir las fuerzas abrasivas del tráfico, impermeabilizar el pavimento, proveer una superficie áspera, y proveer una superficie suave y confortable para el viaje.

### **3.4.- DIMENSIONAMIENTO Y APLICACIÓN DEL METODO MECANICISTA**

Para hacer el análisis más completo vamos a calcular los espesores de pavimento flexibles mediante programas computacionales mecanicistas KEMPAV y EL DISPAV que nos ayudaran a calcular los espesores para el proyecto.

### **3.4.1.- METODO MECANICISTA MEDIANTE EL PROGRAMA KENPAV**

Para la aplicación de los Métodos Mecanicistas 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 ( $\sigma$ ), deformaciones unitarias ( $\epsilon$ ), y deflexiones ( $\delta$ ). 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 sollicitaciones críticas, y se termina hasta lograr el cumplimiento de los requisitos de diseño.

### **3.5.- FACTORES DE ENTRADA AL PROCESO DE DISEÑO MECANICISTA**

#### **3.5.1.- TRANSITO 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.

- **MJA: Número de Vehículos Pesados**

El estudio se fija en el análisis de los vehículos pesados que transitan por nuestras carreteras de estudio en el tramo mencionado 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.

Con el valor promedio de vehículos pesados (**MJA**) obtenidos en el tramo Tolomosa – Pampa Redonda, se introducen al programa **KEMPAV** como parámetro de entrada para realizar los cálculos de esfuerzos y deformaciones.

#### **3.5.2.- CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES**

##### **MODULO 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 3.6**  
**Valores de CBR. del Tramo**

POZO N°	PROG Km.	CLASIFICACION AASHTO	CBR (95%)DMAX	CBR (100%)DMAX
1	0+000	A - 4 (2)	1,4	1,7
2	1+000	A - 6(6)	5,0	9,4
3	2+000	A - 6(6)	5,0	9,4
4	3+000	A - 4(1)	4,0	8,7
5	4+000	A - 4(1)	6,0	11,9
6	5+000	A - 6(6)	5,0	9,4
7	6+000	A - 6(6)	5,0	9,4
8	7+000	A - 6(6)	5,0	9,4
9	8+000	A - 1b(0)	4,5	6,6
10	9+000	A - 4(1)	1,4	1,7
11	10+000	A - 4(1)	1,4	1,7
12	11+000	A - 4(1)	1,4	1,7
<b>Media</b>			<b>3,39</b>	<b>5,70</b>
<b>CBR de diseño</b>			<b>3</b>	<b>5</b>

**Fuente: SEDECA**

Sub rasante 1	de CBR	5%	E = 25 MPA
---------------	--------	----	------------

El valor encontrado en el Tramo mediante el ensayo de CBR para la aplicación del programa Kenpav.

## **MODULOS 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 sub-yacente, 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 adoptado 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* $E_{GNT} = 600$ MPA	--- Capa Base de Características óptimas
CATEGORIA 2* $E_{GNT} = 400$ MPA	--- Capa Base de Características regulares
CATEGORIA 3* $E_{GNT} = 200$ MPA	--- Capa Base de Características mínimas

## **RELACION DE POISSON:**

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

## **PAVIMENTO FEXIBLE.-**

Para utilizar el programa KEMPAV, se debe introducir los siguientes parámetros conocidos: número de vehículos pesados (MJA), periodo de diseño (n), y de tasa de crecimiento anual (i), datos con los cuales obtenemos el tráfico acumulado (N).

El valor del coeficiente de agresividad media CAM se obtiene según el número de vehículos pesados n T1 que nos permite ver en tablas el valor de 0.5.

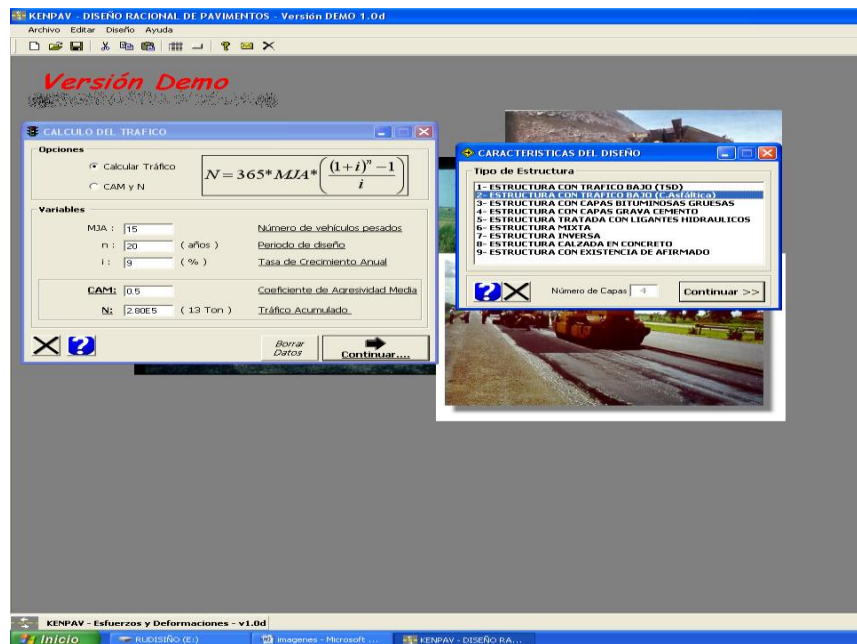
**Tabla 3.7**

**Determinación del coeficiente de agresividad media para todos los materiales y tránsito bajo**

Tipo de tránsito	T <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
Coefficiente de Agresividad Media (CAM)	0,4	0,5	0,7	0,8

De estos parámetros derivan todos los cálculos posteriores a efectuarse por el programa.

Como se observa en la gráfica procedemos a elegir en la ventana características de diseño la opción tráfico bajo (C asfáltica), la cual obedece a la calzada en estudio.



**Figura 3.1 Gráfica - Elección tipo de estructura - Estructura con tráfico bajo**

Para el tramo Tolomosa – Pampa Redonda según la información proporcionada por el SEDECA encontramos un CBR del tramo promediado del tipo de suelo reinante, el cual según la clasificación AASHTO obedece a un suelo A4 con características limo arcillosa.

Posteriormente llenamos las características del suelo para las capas de sub rasante sub base no tratada base y capa de rodadura además su módulo 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.

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.

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 sub base es la que varía por tanto si el diseño no es aceptado.

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, los valores obtenidos de sub base Y base y capa de rodadura respectivamente son los que se muestran en la (figura 3.3):

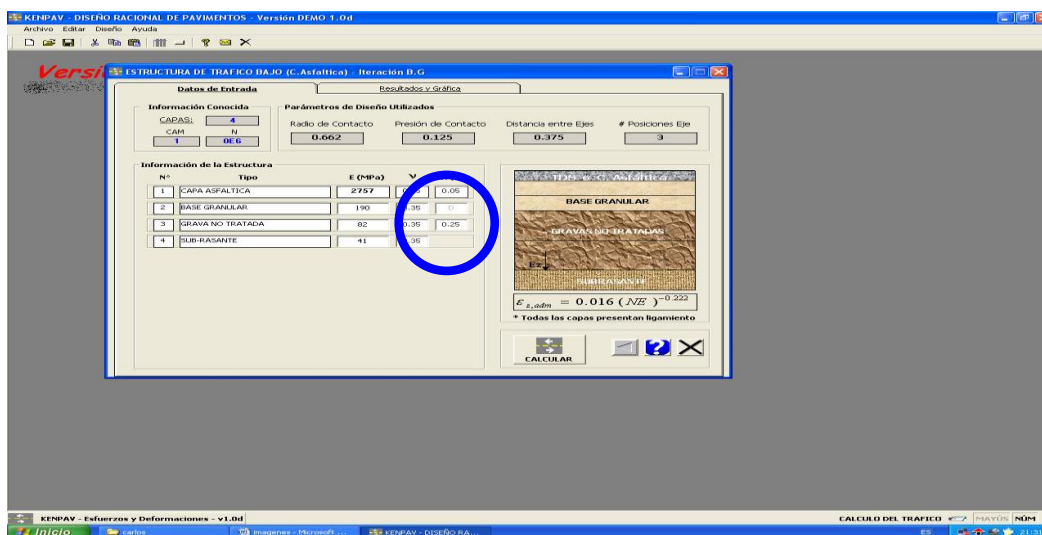
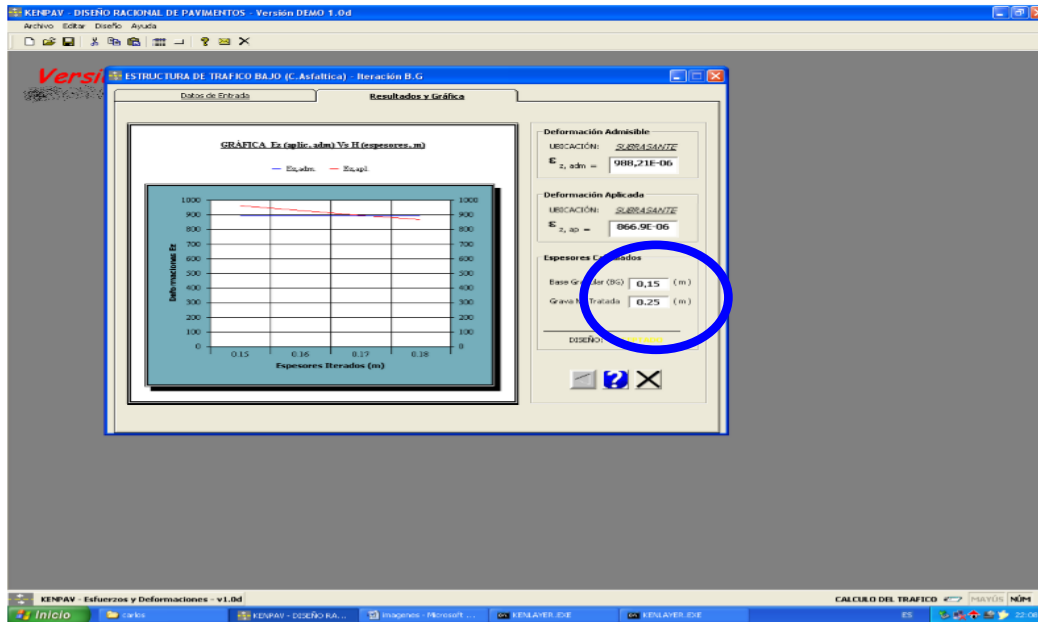


Figura 3.2 Gráfica – Verificación datos de entrada – Estructura con tráfico bajo



**Figura 3.3 Gráfica – Calculo con datos de entrada – Estructura con tráfico bajo**

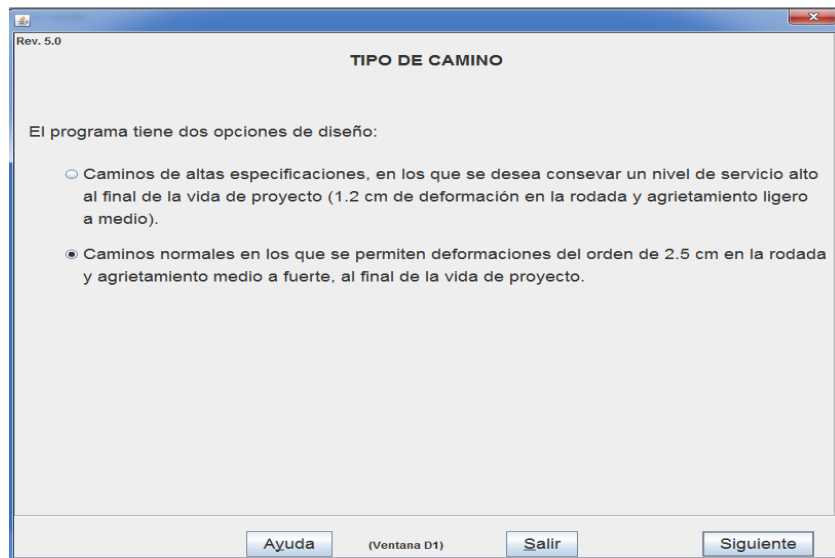
Teniendo en cuenta que el valor admisible de  $988.2 \times 10^{-6}$  para la deformación vertical del suelo soporte la estructura de la calzada se podrá constituir de una capa asfáltica de 5cm, sobre una capa de base de 15cm y una capa de sub-base de 25cm.

### 3.6.- METODO MECANICISTA MEDIANTE EL PROGRAMA DISPAV

El Dispav-5 es un programa interactivo que utiliza conceptos teórico-empíricos para diseñar secciones estructurales de pavimentos flexibles de caminos normales y de grandes especificaciones. Como variables de entrada, el programa utiliza la información de tránsito del proyecto y las características de los materiales de cada una de las capas que conforman la estructura. Una vez concluida la entrada de información, el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto y por fatiga de las capas asfálticas. Adicionalmente, dicho programa permite revisar el desempeño por fatiga y deformación de secciones estructurales de pavimentos flexibles a partir de información de tránsito, geometría y características de materiales.

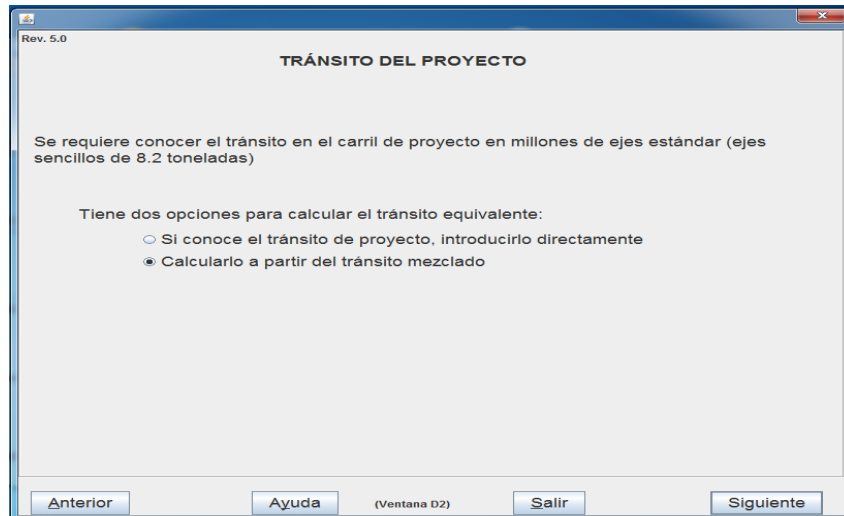
El enfoque para el desarrollo del Dispav-5 versión 3.0 derivó de la migración del código original, escrito en QBasic (compilador ampliamente empleado en el antiguo sistema operativo MS-DOS) a un ambiente JAVA. El objetivo fundamental de la migración fue la ejecución del programa con independencia del sistema operativo (Windows, Apple, Linux, etc.).

Para el tramo Tolomosa – Pampa Redonda según la información proporcionada se introduce al programa DISPAV:



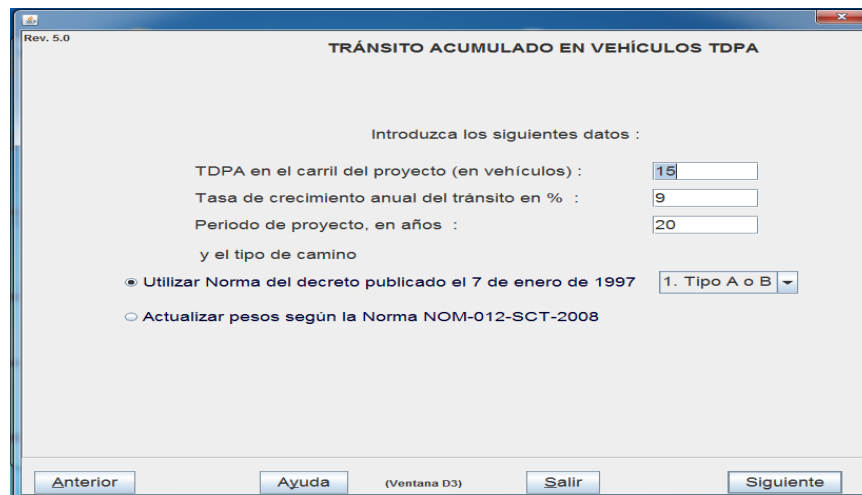
**Figura 3.4 Ventana de elección de camino según las deformaciones.**

Se requiere del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto considerando el coeficiente direccional y la distribución por carriles. Conviene subrayar que la tasa de crecimiento anual debe estimarse mediante un análisis estadístico. En este caso fueron empleados los resultados obtenidos en nuestro tramo Tolomosa – Pampa Redonda. También se requiere el periodo de diseño del pavimento, en años.



**Figura 3.5 Ventana de selección del tránsito del proyecto.**

El programa permite introducir directamente el tránsito de proyecto, en ejes estándar de 8.2 toneladas métricas, en caso de ser conocido. También se puede calcular el tránsito de proyecto a partir de los datos del tránsito promedio diario anual, en el carril de proyecto, y de su composición por tipo de vehículo. En este ejemplo se calcula el tránsito de



**Figura 3.6 Ventana de selección del tránsito del proyecto.**

Además, la suma de los porcentajes siempre debe ser de un 100% En la composición Vehicular se aprecia los datos de tránsito por composición vehicular, indicando la suma de porcentajes.

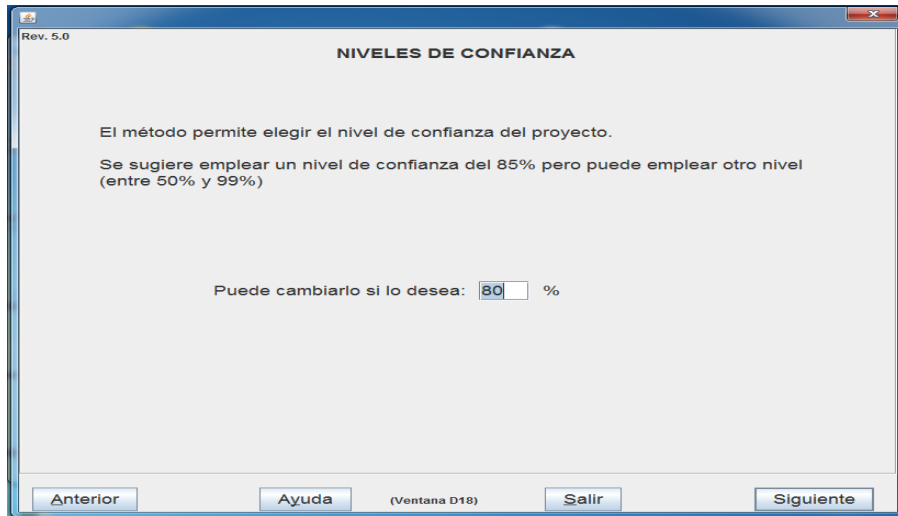
**Figura 3.7 Ventana de composición del tránsito.**

El módulo de rigidez de la carpeta se estima, a partir del CBR. El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material.

Capa	CBRz %	CBRp %	Módulo de Rigidez (Kg/cm2)	Poisson
1.Carpeta			28122	0.35
2.Base granular (min.80%)	80	80.0	1937	0.35
3.Sub-base (min.25%)	40	30.0	1122	0.45
5.Terracería (min.3%)	5	5.0	422	0.45

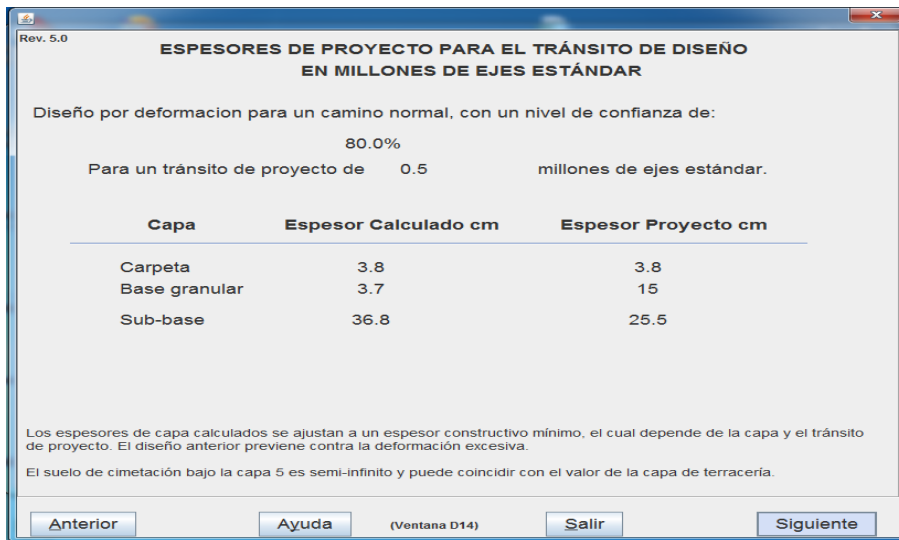
**Figura 3.8 Ventana de características de los materiales**

El programa permite elegir el nivel de confianza del proyecto.

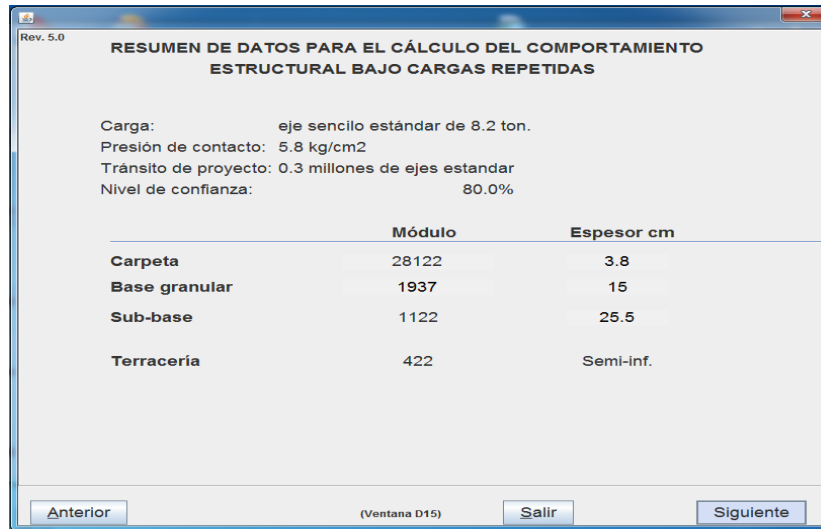


**Figura 3.9 Ventana de nivel de confianza**

Una vez concluido el ingreso de información, el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto. El diseño obtenido se muestra en la figura.

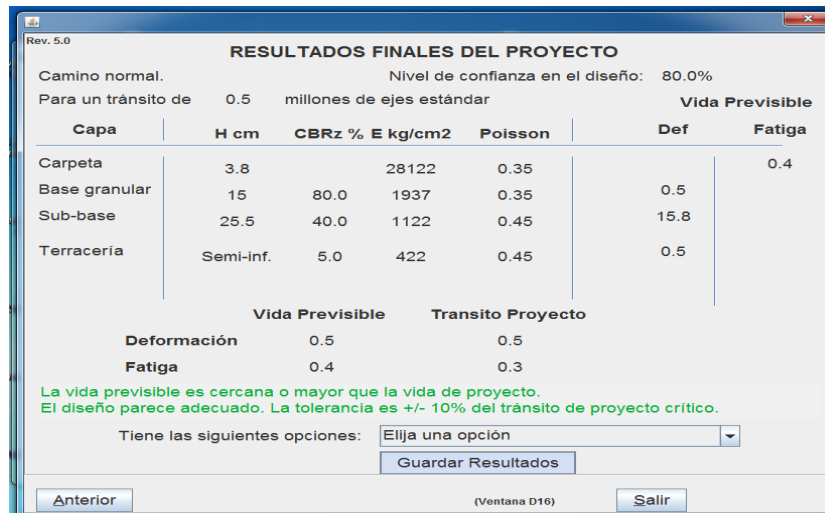


**Figura 3.10 Ventana de espesores de proyecto para el tránsito de diseño**

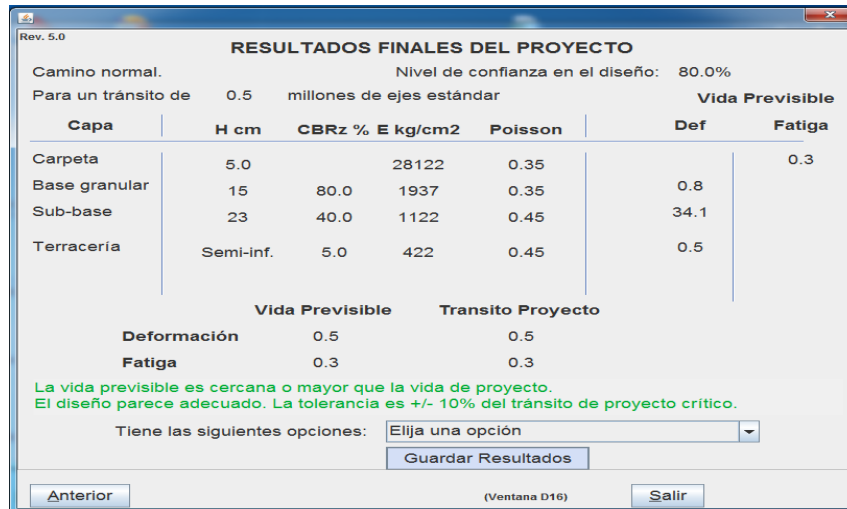


**Figura 3.11 Ventana de resumen de datos**

Se elige la opción 2 del menú: "Cambiar espesores" (figura), y se incrementa el espesor de la carpeta a 5 cm. Se pueden reducir o no, algunos espesores de las capas inferiores. En este caso, se aumentara el espesor de base granular a 15 cm, subbase 23 cm.



**Figura 3.12 Ventana de resultados finales del proyecto**



**Figura 3.13 Ventana de resultados finales del proyecto**

Se observa que la vida previsible por fatiga es igual al tránsito de proyecto. El diseño puede quedar de esta manera, o ser incrementado ligeramente el espesor de la carpeta

El diseño puede quedar con 3.8 cm (fig. 3.12) ó 5 cm (fig. 3.13) de carpeta. Ambas figuras muestran la vida previsible calculada. Obsérvese que para efectos de deformación la vida previsible está sobrada, por lo que el proyectista puede estudiar otras alternativas de diseño, que satisfagan los requisitos estructurales y que puedan ser más económicas.

## RESULTADOS

### Alternativa I.- Construcción inicial con carpeta asfáltica.

**Tabla N° 3.8.**

#### Espesores de las capas para la Calzada por la AASHTO – 93

Capa	Tolomosa – Pampa Redonda
Carpeta Asfáltica	5,0 cm
Base Triturada	15.0 cm
Subbase Granular	20.0 cm

**Alternativa II.- Construcción inicial con carpeta asfáltica.**

**Tabla N° 3.9.**

**Espesores de las capas para la Calzada por el Programa KENPAV**

<b>Capa</b>	<b>Tolomosa – Pampa Redonda</b>
Carpeta Asfáltica	5,0 cm
Base Triturada	15.0 cm
Subbase Granular	25.0 cm

**Alternativa III.- Construcción inicial con carpeta asfáltica.**

**Tabla N° 3.10.**

**Espesores de las capas para la Calzada por el Programa DISPAV**

<b>Capa</b>	<b>Tolomosa – Pampa Redonda</b>
Carpeta Asfáltica	5,0 cm
Base Triturada	15.0 cm
Subbase Granular	23.0 cm

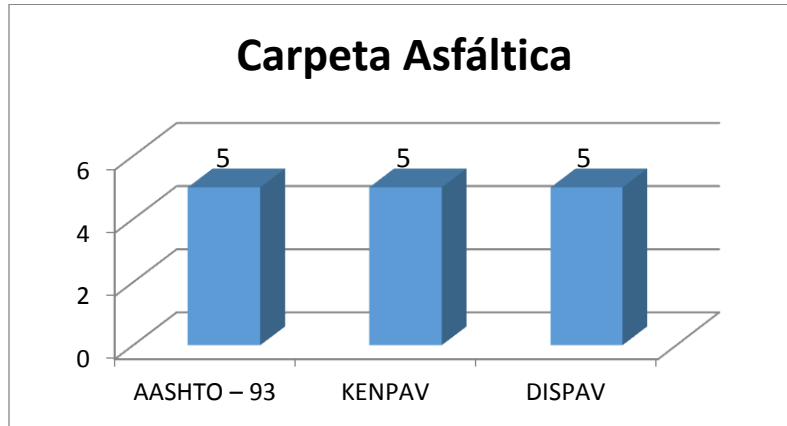
**Tabla N° 3.11.**

**Espesores de las capas para la Calzada por AASHTO, KENPAV y DISPAV**

<b>METODO</b>	<b>Carpeta Asfáltica</b>	<b>Base Triturada</b>	<b>Subbase Granular</b>
AASHTO – 93	5	15	20
KENPAV	5	15	25
DISPAV	5	15	23

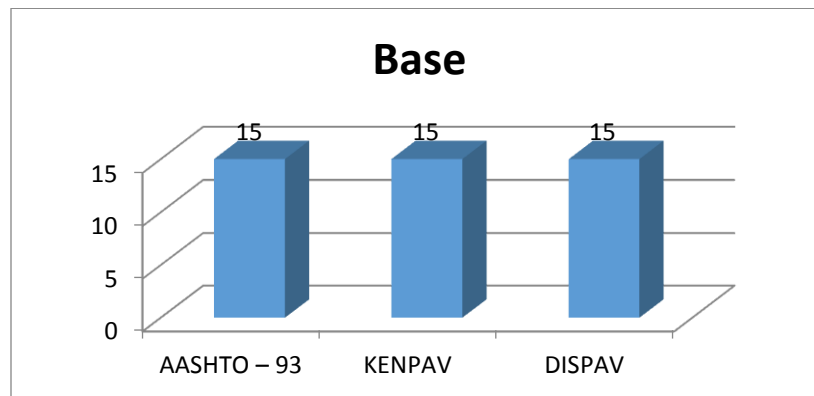
**Cuadro N° 3.2.**

**COMPARACIÓN DE METODOS AASHTO, KENPAV y DISPAV**



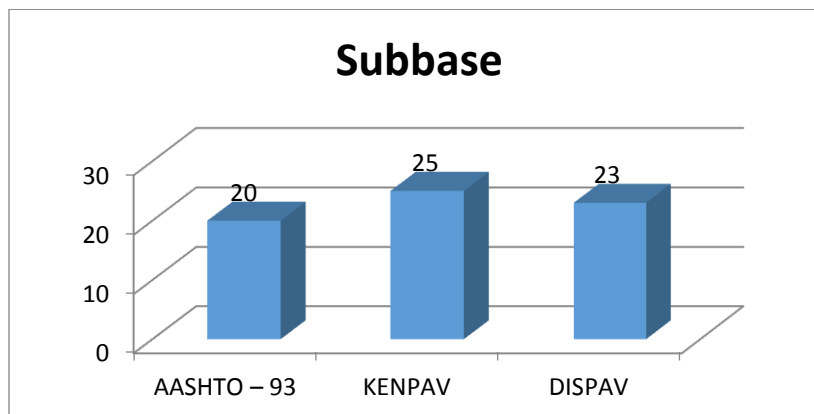
**Cuadro N° 3.3.**

**COMPARACIÓN DE METODOS AASHTO, KENPAV y DISPAV**



**Cuadro N° 3.4.**

**COMPARACIÓN DE METODOS AASHTO, KENPAV y DISPAV**



**CAPITULO IV**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **4.1.- CONCLUSIONES**

La aplicación de los métodos mecanicista usando estos programas computacionales como es el KENPAV y el DISPAV, son opciones de mucha ayuda, además que de acuerdo a los resultados obtenidos y realizando una comparación entre los métodos mecanicista y el método empírico AASHTO, se puede concluir que no existe una considerable diferencia entre ambos métodos y que el método mecanicista nos proporciona los resultados más considerables en cuanto a espesores de la subbase y base.

Son programas relativamente fáciles de manejar y se presenta como otra alternativa de cálculo para el diseño de espesores en función de esfuerzos y deformaciones.

Se puede observar que el parámetro más importante es el tráfico, tomando en cuenta que el valor de vehículos pesados es el más incidente en el diseño de pavimentos flexible por el método mecanicista, ya que aparece el valor del coeficiente de agresividad media (CAM) y la determinación del valor del riesgo.

Dentro de los criterios requeridos para el dimensionamiento, se deben verificar dos criterios que el esfuerzo de tracción en la base permanezca inferior a un valor admisible.

## **4.2.- RECOMENDACIONES**

Siempre que se emplee cualquier método para el diseño de estructura de pavimento, ya sea para carreteras o estructuras especiales, se debe realizar un estudio detallado de las características de los materiales conforme a los principios fundamentales de la mecánica de pavimento. Esto mediante la relación de pruebas y ensayos de laboratorio para la caracterización de los materiales, la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas

Se recomienda el uso de los programas KENPAV y DISPAV para modelar la estructura de los pavimentos porque presenta ventajas que 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.

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