

## **CAPITULO I : REVISION BIBLIOGRAFICA**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

En la actualidad uno de los problemas con mayor incidencia en el deterioro de las vías asfaltadas, es la presencia de fisuras. Estas se presentan cuando los esfuerzos o deformaciones exceden ciertos valores límites ocasionado por el endurecimiento del asfalto el cual incrementa la rigidez de la superficie asfáltica, el cual se torna frágil y propenso a fisurar bajo esfuerzos de decrecimiento de la temperatura de la capa asfáltica, este efecto no solo crea esfuerzos de tensión debido a la contracción térmica, sino también incrementa su rigidez, haciendo más variable a las fallas por tensión ocasionados por el tránsito; estas fracturas en el pavimento constituyen el inicio del deterioro de la carpeta asfáltica, ya que, a través de ellos se producen infiltración de aguas superficiales (lluvias), la cual provoca deformaciones de la sub estructura, por pérdida de resistencia al esfuerzo cortante del material conformante de la sub base o sub rasante.

El fallo por fisuración en las mezclas asfálticas es uno de los deterioros más frecuentes de los firmes asfálticos. Uno de los mecanismos de deterioro asociado a estos tipos de fallo es el producido por la aplicación repetida de las cargas de tráfico vehicular (fisuración por fatiga). Y por otra también tenemos las tensiones térmicas debidas a las variaciones diarias y estacionales de la temperatura del firme. Estas son muy fuertes, sobre todo en el invierno, cuando la temperatura de la superficie puede encontrarse bajo cero.

Al ser uno de los fallos más frecuentes que presentan los firmes de nuestras carreteras pavimentadas con capas de mezcla bituminosa en nuestro medio local la fisuración en el transcurso del tiempo , son varios los mecanismos que de una u otra manera inciden en la naturaleza delas capas provocando su fisuración . Es por eso que el tramo en

estudio al tener una vida útil de ocho años desde su puesta en obra, ya presenta o se pueden observar ciertos deterioros (propriadamente fisuración y deformación)

Dentro de estos mecanismos de deterioro, el que resulta más difícil de analizar, y al que más atención vamos a prestar en este estudio, es el fallo por fisuración bajo cargas repetidas o más conocido como fallo por fatiga, tomando también en cuenta como factor muy fundamental la temperatura, ya que se presenta de manera muy común en nuestro medio debido a diversos factores los cuales podremos determinar sus causales mediante los ensayos y una evaluación estructural para poder determinar en que condiciones se encuentra la carpeta del tramo en estudio..

Para estos mecanismos existen en principio ensayos o métodos de análisis con un amplio consenso en su aplicación e interpretación. Como pueden ser los ensayos de probetas confinadas en que se determina la temperatura que produce su fisuración por retracción térmica o rotura de probetas Marshall sometiénolas a cargas y temperaturas extremas para ver efectos térmicos y de fatiga. Y en el caso de las condiciones estructurales medir las deformaciones existentes mediante ensayos de deflexión con la viga Benkelman para poder determinar las deflexiones máximas y empíricamente poder obtener valores de módulos residentes (CBR) de las capas inferiores (sub-rasante) porque en algunos casos los orígenes de la fisuraciones podrían provocarse a partir de las mismas.

## **1.2 JUSTIFICACIÓN DEL TEMA**

Tomando en cuenta que en la actualidad el crecimiento poblacional aumento no solo en nuestra ciudad, sino también a nivel nacional. Es por eso que junto a ello crece también la necesidad de comunicación y desarrollo, por tanto es indispensable que nuestras principales carreteras troncales que unen nuestro departamento con otros departamentos vecinos presenten un nivel bueno de servicialidad y transitabilidad.

Debido a estos aspectos muy importantes, existe un cierto aumento de tráfico vehicular ( tanto pesado como de transporte público y particular ) y en algunos casos factores

climáticos que ocasionan grandes deficiencias y deterioros en la capa de rodadura ,tanto en pavimentos flexibles, como rígidos, aunque mayormente se presentan en los flexibles. Estas fallas presentadas con mayor frecuencia son fisuras ( por fatiga y factores térmicos) , baches , deformaciones permanentes como ahuellamientos , que pueden ser superficiales o en los peores casos estructurales dañando todo el paquete estructural tomando como el mas predominante la falla por fisuración debido a aplicaciones repetitivas de cargas y tensiones , sin olvidarse de la temperatura (frio y calor) que puede reducir la ductilidad, cohesión de la mezcla ,reduciendo la resistencia del firme o capas la cual podría ser origen a las demás fallas.

Entonces nuestro principal propósito en este análisis y estudio , es la caracterización de los materiales empleados en los cementos asfálticos reproduciendo la misma mezcla asfáltica ,para saber qué efectos tendrían en su utilización en el tramo en estudio “Puerta al Chaco – Hasta el puente Carlazo”) y la evaluación estructural de la capacidad portante en términos de mediciones de deformaciones elásticas, para así saber cuáles serían las principales causas por las que se ocasionan estos tipos de fisuración y deformaciones o esfuerzos en la carpeta estructural .De esta manera podemos tomar acciones sobre causales y determinar que mantenimiento o rehabilitación seria el adecuado para dicho tramo.

### **1.3 DISEÑO TEÓRICO.**

#### **1.3.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

##### **1.3.1.1. SITUACIÓN PROBLEMICA**

Nuestras carreteras pavimentadas de la cual es parte el tramo en estudio “Puerta ala Chaco” – “Puente Carlazo” presentan fallas y deterioros como fisuraciones , deformaciones permanentes o pulimento de la capa asfáltica .Todo esto puede ser debido a diversos factores como el clima , cargas ocasionadas por la circulación

vehicular o en algunos casos que el terreno presenten alguna inestabilidad. Objetivamente se puede observar que con frecuencia se presentan fallas más comunes como deformaciones y fisuras tomando como objeto de estudio estas principales causas como la temperatura y fatiga (repetición de cargas) que mayormente afectan a la capa de rodadura en las cuales no se realizan un mantenimiento adecuado a ciertos deterioros, se realizan reparaciones temporales que con el tiempo otra vez vuelven a presentarse con mayor magnitud , como desintegración por completo de la capa o en algunos casos dañando por completo la carpeta estructural . Entones para evaluar y ver su condición estructural , debemos hacer uso de la viga Benkelman.

Todos estos problemas pueden ocasionarse debido a que en el momento de su diseño y construcción de la capa de rodadura no se hizo una buena caracterización o utilización de los materiales que se van a emplear en las mezclas asfálticas. Muchas veces el material del lugar no es el más adecuado y se necesitaría llevar material de otros bancos al lugar de obra , pero esto significarían mayores gastos económicos y es por eso que en nuestro medio debido a una crisis económica que atraviesan ,tanto nuestras instituciones , como empresas privadas , no es posible realizar esta mejora .

A través de los estudios se hará una evaluación y determinación de una mezcla asfáltica adecuada a las condiciones que requiera del tramo de tal manera que se solucionen las condiciones en que se encuentran actualmente el tramo en estudio.

#### **1.3.1.2. PROBLEMA.**

A través de los estudios tanto de la mezcla asfáltica como de las condiciones de deterioro de la misma en plataforma en el tramo “Puerta al Chaco – hasta el puente Carlazo” construido entre 2006 y 2008 podremos determinar la relación de estos deterioros con las causas que provocaron la fisuración sean estas de carácter térmico o de fatiga?

### **1.3.2. OBJETIVOS**

#### **1.3.2.1. OBJETIVO GENERAL**

Realizar una valoración de la fisuración de la carpeta asfáltica del pavimento flexible del tramo Puerta del Chaco – hasta el Puente Carlazo”, de manera que se puedan determinar el grado de deterioro y las causas del mismo originadas por condiciones térmicas o de fatiga, haciendo uso de ensayos Marshall y ensayos no destructivos de valoración estructural.

#### **1.3.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Describir la temática de las mezclas asfálticas, propiedades, características, procedimiento de ejecución, ensayos de control y su análisis a través del método Marshall.
- Realizar la caracterización de los distintos materiales obtenidos para la reproducción de la misma mezcla utilizada en el tramo en estudio.
- Realizar la dosificación y elaboración de briquetas Marshall para la evaluación de su condición estructural a través de la aplicación de carga.
- Realizar una evaluación estructural al tramo de estudio aplicando el método no destructivo con la viga Benkelman.
- Evaluar en laboratorio la incidencia que tendrán la mezcla asfáltica en la deformación y grado de fisuración.
- Establecer conclusiones sobre los resultados de la comparación y recomendaciones del estudio para su aplicabilidad en nuestro medio pudiendo ayudar en la toma correcta de decisiones de conservación y mantenimiento.

### 1.3.3. HIPÓTESIS:

Si realizamos los ensayos de mezclas asfálticas y evaluación estructural del pavimento cuyo deterioro y fisuración es visible en el tramo Puerta del Chaco – hasta el Puente Carlazo”, entonces podremos determinar las causas y su grado de fisuración para encontrar una relación con la estabilidad y fluencia de la mezcla asfáltica.

### 1.3.4. DEFINICIÓN DE VARIABLES INDEPENDIENTES Y DEPENDIENTES.

#### 1.3.4.1. VARIABLES INDEPENDIENTES:

- **Deformación:** Deflexión que denota el desplazamiento vertical de la superficie del pavimento en respuesta a la aplicación de una carga externa.
- **Grado de fisuración:** Grado de deterioro de la falla según su gravedad y ocurrencia.

#### 1.3.4.2. VARIABLES DEPENDIENTES:

- **Estabilidad:** (Marshall) de una probeta, es la carga máxima en kg que soporta una probeta, cuando se la ensaya a una temperatura dada, cargándola en sentido diametral a una cierta velocidad.
- **Fluencia:** (Marshall), es la deformación total expresada en (mm) que experimenta la probeta desde el comienzo de la aplicación de la carga en el ensayo de estabilidad, en el momento de producirse la falla.

## **1.4. DISEÑO METODOLÓGICO**

### **1.4.1 COMPONENTES.**

#### **1.4.1.1. UNIDADES DE ESTUDIO**

Al tratarse de un solo tramo en estudio nuestra unidad serán sus mezclas asfálticas utilizadas en el pavimento y su condición estructural pudiendo medir en estas su grado de fisuración y deformación.

#### **1.4.1.2 POBLACION**

Nuestros elementos más comunes observados en el tramo de estudio son:

- Fisuras
  - Transversales y longitudinales
  - Fisuras de borde
  - Agrietamientos ( rajaduras)
  - Piel de cocodrilo
- Deformaciones
  - Hundimientos ( Asentamientos)
  - Abultamientos
- Daños superficiales
  - Perdida de agregado
  - Pulimento
  - Desgaste superficial
- Otros daños
  - Perdida o separación de la berma

Al tener el tramo 8 años de vida útil desde su puesta en servicio, no presenta , ni se pudieron observar daños que afecten a toda la carpeta estructural por completo a pesar de que se realizara un ensayo no destructivo para saber la condición estructural de pavimento.

#### **1.4.1.3. MUESTRA**

Al ser nuestro objetivo de evaluación el grado de fisuración y deformación , tomaremos de la población como elementos de estudio las :

- **Fisuras** : Que son causadas principalmente por fatiga ( es decir por la acción repetitivas de cargas ) y térmica ( por efectos de la temperatura o condiciones ambientales)
- **Deformaciones** : Pueden provocarse por pérdida de estabilidad en la mezcla , exceso de humedad en la subrasante o falta de drenaje y por lo general por la circulación de tránsito muy pesado.

#### **1.4.1.4. MUESTREO**

El muestreo de los elementos escogidos para nuestro estudio se lo realizarán en el tramo en estudio tomando segmentos de 33 m por cada 500 m de los 8 Km propuesto para evaluación.



## **1.4.2 MÉTODOS Y TÉCNICAS EMPLEADAS**

### **1.4.2.1. PROCESO METODOLÓGICO**

#### **1.4.2.1.1 METODOS**

Se realizara un método explicativo por que se estudiara y evaluara las causas por los que se produjeron este tipo de fallas, como fisuras y deformaciones, determinando en ellas que efectos causan factores como carga y temperatura.

#### **1.4.2.1.2 TECNICAS:**

Van a ser estudiados 8 km en 16 segmentos de 30 m por cada 500 m que serán evaluados estructuralmente por la viga Benkelman y sus condiciones de fisuración, en laboratorio a partir de mezclas elaboradas Marshall se reproducirá la misma mezcla asfáltica para establecer los indicadores de estabilidad y fluencia.

## **1.5 ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN**

Para cumplir con nuestros objetivos en nuestra revisión bibliográfica trataremos de identificar puntualmente los conceptos más importantes sobre mezclas asfálticas y principalmente sobre fisuras y deformaciones de carpeta, conociendo sus características y especificaciones que deben cumplir los materiales que componen la capa , poder determinar o tener una idea de cuales fueron los causas para que se produzcan.

Para el análisis y estudio se pretende realizar una caracterización de los materiales que componen la mezcla asfáltica empleada en el diseño del tramo , tanto de áridos , como asfalto para luego estudiar su comportamiento frente a condiciones de carga y temperatura con los equipos necesarios que contamos en nuestro medio, para lo cual tales condiciones de carga pueden ser las incidentes en el tramo.

Para llevar a cabo la elaboración de los ensayos identificaremos el tramo en estudio (“Puerta del Chaco – hasta el puente Carlazo” y obtendremos los materiales de su diseño que uso la institución que ejecuto el tramo (SEDECA) , pudiendo también ir a obra para poder llevar a cabo el ensayo de deflexión con el uso de la Viga Benkelman para la evaluación estructural ,pero primeramente se realizara una evaluación superficial del mismo obteniendo sus indicadores de estado en cada segmento determinado . Con los resultados obtenidos determinaremos si los materiales son aptos o si presentan buenas condiciones de acuerdo a especificaciones técnicas , para la construcción de nuevas carpetas de rodadura o si bien en que condiciones se encuentra para su conservación o mantenimiento.

**CAPITULO II :**  
**GRADO DE FISURACION Y DEFORMACION EN MEZCLAS**  
**ASFALTICAS**

## **2.1 DEFINICIÓN DE MEZCLA ASFÁLTICA.**

Las mezclas asfálticas son la combinación de agregados pétreos y un ligante asfáltico. Se elaboran normalmente en plantas mezcladoras, pero en algunos casos pueden fabricarse en situ. También reciben el nombre de aglomerados, están formadas por una combinación de agregados pétreos y un ligante hidrocarbonato, de manera que aquellos quedan cubiertos por una película continua éste. Se fabrican en unas centrales fijas o móviles, se transportan después a la obra y allí se extienden y se compactan.

Las mezclas asfálticas se utilizan en la construcción de carreteras, aeropuertos, pavimentos industriales, entre otros. Sin olvidar que se utilizan en las capas inferiores de los firmes para tráficos pesados intensos.

Las mezclas asfálticas están constituidas aproximadamente por un 90 % de agregados pétreos grueso y fino, un 5% de polvo mineral (filler) y otro 5% de ligante asfáltico. Los componentes mencionados anteriormente son de gran importancia para el correcto funcionamiento del pavimento y la falta de calidad en alguno de ellos afecta el conjunto. El ligante asfáltico y el polvo mineral son los dos elementos que más influyen tanto en la calidad de la mezcla asfáltica como en su costo total.

La mezcla asfáltica debe ser duradera, es decir, debe ser resistente a las acciones tales como el despegue de la película de asfalto del agregado por efectos del agua, abrasión del tránsito, etc.

Debe ser resistente a las sollicitaciones de tránsito a través de su estabilidad. Una mezcla debe ser impermeable para que sus componentes no estén bajo la acción directa de los agentes atmosféricos y debe ser trabajable para su fácil colocación y compactación en terreno. Se fabrican en centrales fijas o móviles, se transportan después a la obra y allí se extienden y se compactan.

### **2.1.1. CLASIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS.**

Existen varios parámetros de clasificación para establecer las diferencias entre las distintas mezclas y las clasificaciones pueden ser diversas:

**a) POR FRACCIONES DE AGREGADO PÉTREO EMPLEADO.**

- Masilla asfáltica: Polvo mineral más ligante.
- Mortero asfáltico: Agregado fino más masilla.
- Concreto asfáltico: Agregado grueso más mortero.
- Macadam asfáltico: Agregado grueso más ligante asfáltico.

**b) POR LA TEMPERATURA DE PUESTA EN OBRA.**

- Mezclas asfálticas en Caliente: Se fabrican con asfaltos a unas temperaturas elevadas, en el rango de los 150 grados centígrados, según la viscosidad del ligante, se calientan también los agregados, para que el asfalto no se enfríe al entrar en contacto con ellos. La puesta en obra se realiza a temperaturas muy superiores a la ambiente, pues en caso contrario, estos materiales no pueden extenderse y menos aún compactarse adecuadamente.

- Mezclas asfálticas en Frío: El ligante suele ser una emulsión asfáltica (debido a que se sigue utilizando en algunos lugares los asfaltos fluidificados), y la puesta en obra se realiza a temperatura ambiente.

**c) POR LA PROPORCIÓN DE VACÍOS EN LA MEZCLA ASFÁLTICA.**

Este parámetro suele ser imprescindible para que no se produzcan deformaciones plásticas como consecuencia del paso de las cargas y de las variaciones térmicas.

- Mezclas Cerradas o Densas: La proporción de vacíos no supera el 6 %.
- Mezclas Semi-cerradas o Semi-densas: La proporción de vacíos está entre el 6 % y el 10 %.
- Mezclas Abiertas: La proporción de vacíos supera el 12 %.

- Mezclas Porosas o Drenantes: La proporción de vacíos es superior al 20 %.

**d) POR EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO PÉTREO.**

- Mezclas Gruesas: Donde el tamaño máximo del agregado pétreo excede los 10 mm.

- Mezclas Finas: También llamadas microaglomerados, pueden denominarse también morteros asfálticos, pues se trata de mezclas formadas básicamente por un árido fino incluyendo el polvo mineral y un ligante asfáltico. El tamaño máximo del agregado pétreo determina el espesor mínimo con el que ha de extenderse una mezcla que vendría a ser del doble al triple del tamaño máximo.

**e) POR LA ESTRUCTURA DEL AGREGADO PÉTREO.**

- Mezclas con Esqueleto mineral: Poseen un esqueleto mineral resistente, su componente de resistencia debida al rozamiento interno de los agregados es notable. Ejemplo, las mezclas abiertas y los que genéricamente se denominan concretos asfálticos, aunque también una parte de la resistencia de estos últimos, se debe a la masilla.

- Mezclas sin Esqueleto mineral: No poseen un esqueleto mineral resistente, la resistencia es debida exclusivamente a la cohesión de la masilla. Ejemplo, los diferentes tipos de masillas asfálticas.

**f) POR LA GRANULOMETRÍA.**

- Mezclas Continuas: Una cantidad muy distribuida de diferentes tamaños de agregado pétreo en el huso granulométrico..

- Mezclas Discontinuas: Una cantidad muy limitada de tamaños de agregado pétreo en el huso granulométrico.

**Cuadro 2.1**

### Clasificaciones de las mezclas asfálticas por su mezcla

Parámetro de Clasificación	Tipo de mezcla
Fracciones de agregado empleadas	Masilla
	Mortero
	Concreto
	Macadam
Temperatura de puesta en obra	En Frío
	En Caliente
Huecos en la mezcla (h)	Cerradas ( $h < 6\%$ )
	Semicerradas ( $6\% < h < 12\%$ )
	Abiertas ( $h > 12\%$ )
	Porosas ( $h > 20\%$ )
Tamaño máximo del agregado (t máx)	Gruesas (t máx $> 10$ mm)
	Finas (t máx $< 10$ mm)
Estructura del agregado	Con esqueleto mineral
	Sin esqueleto mineral
Granulometría	Continuas
	Discontinuas

Fuente : Alejandro Padilla Rodriguez

## 2.2. PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS PARA CAPAS DE RODADURA.

La capa superior de un pavimento es la que debe proporcionar una superficie de rodadura segura, confortable y estética. Como todas las exigencias deseables para una superficie de rodadura no pueden optimizarse simultáneamente hay que equilibrar las propiedades contrapuestas para llegar a las soluciones más satisfactorias.

Los materiales asfálticos proporcionan superficies continuas y cómodas para la rodadura de los vehículos. No obstante, hay que establecer un balance entre la durabilidad, rugosidad, impermeabilidad, y otras características útiles o imprescindibles para el usuario. Por ejemplo, en los países fríos, en particular en el centro de Europa, se han desarrollado mezclas muy impermeables y ricas en mortero. Si estas mezclas no proporcionan la textura adecuada, se recurre a procedimientos ajenos a la propia mezcla como son la incrustación en la superficie de gravillas o al abujardado en caliente. En las capas de rodadura el uso de agregados de alta calidad y de aditivos se justifica por las solicitaciones a que están sometidas. Actualmente la

modificación de ligantes se ha generalizado para carreteras importantes persiguiéndose la optimización de la respuesta mecánica y de la durabilidad de la mezcla. Por la misma razón, la calidad de los agregados es absolutamente imprescindible, aunque todo ello suponga un costo mayor para el pavimento.

### **2.2.1. PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS PARA CAPAS INFERIORES.**

Las capas de espesor apreciable de un firme tienen una misión estructural fundamental para absorber la mayor parte de las sollicitaciones del tráfico, de forma que éstas lleguen convenientemente disminuidas a las capas inferiores, explanada o cimiento de la carretera.

Existen tendencias y países que llegan a utilizar paquetes asfálticos de gran espesor que forman la losa estructural fundamental del firme. En otros casos la función resistente radica en la colaboración con otras capas de materiales granulares o hidráulicos.

La tendencia española tradicional para el diseño de las mezclas de las capas gruesas de base ha sido la de elegir granulometrías inspiradas en el Instituto del Asfalto, con muchos huecos. Las mezclas anteriores son netamente abiertas con un esqueleto mineral, en cuyo rozamiento interno radica la función resistente. Estas mezclas se podían considerar inspiradas en las antiguas bases de piedra partida o Macadam tratadas por penetración con ligantes hidrocarbonados.

### **Cuadro 2.2**

### Propiedades funcionales de las mezclas asfálticas

Propiedades funcionales de las mezclas asfálticas
<b>Seguridad</b> Resistencia al deslizamiento Regularidad transversal Visibilidad (marcas viales)
<b>Comodidad</b> Regularidad longitudinal Regularidad transversal Visibilidad Ruido
<b>Durabilidad</b> Capacidad soporte Resistencia a la desintegración superficial
<b>Medio ambiente</b> Ruido Capacidad de ser reciclado
<b>Trabajabilidad</b>

### Propiedades técnicas de las mezclas asfálticas

<b>Textura superficial</b>
<b>Conductividad hidráulica</b>
<b>Absorción de ruido</b>
<b>Propiedades mecánicas (en relación con el tráfico)</b> Resistencia a la fisuración por fatiga Resistencia a las deformaciones plásticas permanentes Módulo de rigidez Resistencia a la pérdida de partículas
<b>Durabilidad (en relación con el clima)</b> Resistencia al lavado por el agua Resistencia a la fisuración térmica Resistencia a la fisuración por reflexión Resistencia al envejecimiento
<b>Trabajabilidad</b> Compactabilidad Resistencia a la segregación agregado grueso/fino Resistencia a la segregación agregado/ligante

Fuente : Alejandro Padilla Rodríguez



### **2.3 FUNCIONALIDAD DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS EN LOS FIRMES.**

Las mezclas asfálticas como ya hemos visto anteriormente sirven para soportar directamente las acciones de los neumáticos y transmitir las cargas a las capas inferiores, proporcionando unas condiciones adecuadas de rodadura, cuando se emplean en capas superficiales; y como material con resistencia simplemente estructural o mecánica en las demás capas de los firmes.

Como material simplemente estructural se pueden caracterizar de varias formas. La evaluación de parte de sus propiedades por la cohesión y el rozamiento interno es comúnmente utilizada; o por un módulo de rigidez longitudinal y un módulo transversal, o incluso por un valor de estabilidad y de deformación. Como en otros materiales hay que considerar también, la resistencia a la rotura, las leyes de fatiga y las deformaciones plásticas.

El comportamiento de la mezcla depende de circunstancias externas a ellas mismas, tales como son el tiempo de aplicación de la carga y de la temperatura. Por esta causa su caracterización y propiedades tienen que estar vinculadas a estos factores, temperatura y duración de la carga, lo que implica la necesidad del conocimiento de la reología del material.

Las cualidades funcionales del firme residen fundamentalmente en su superficie. De su acabado y de los materiales que se hayan empleado en su construcción dependen aspectos tan interesantes y preocupantes para los usuarios como:

1. La adherencia del neumático al firme.
2. Las proyecciones de agua en tiempo de lluvia.
3. El desgaste de los neumáticos.
4. El ruido en el exterior y en el interior del vehículo.
5. La comodidad y estabilidad en marcha.
6. Las cargas dinámicas del tráfico.
7. La resistencia a la rodadura (consumo de carburante).

8. El envejecimiento de los vehículos.

9. Las propiedades ópticas.

Estos aspectos funcionales del firme están principalmente asociados con la textura y la regularidad superficial del pavimento.

Actualmente la reología de las mezclas está bien estudiada tanto desde el punto de vista experimental como del teórico, con una consecuencia práctica inmediata: la mejor adaptación de las fórmulas de trabajo y de los materiales a las condiciones reales de cada pavimento. Por ejemplo, son fácilmente asequibles estos ajustes, según la región climática o las condiciones de velocidad de los vehículos, en los métodos de diseño de pavimentos.

Como resumen, se puede decir que en una mezcla asfáltica, en general, hay que optimizar las propiedades siguientes:

- ✓ Estabilidad.
- ✓ Durabilidad.
- ✓ Resistencia a la fatiga.

Si la mezcla se usa como capa de rodadura hay que añadir las propiedades siguientes:

- ✓ Resistencia al deslizamiento.
- ✓ Regularidad.
- ✓ Permeabilidad adecuada.
- ✓ Sonoridad.
- ✓ Color, entre otras.

## **2.4 TIPOLOGÍA DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS.**

### **2.4.1. MEZCLA ASFÁLTICA EN CALIENTE.**

Constituye el tipo más generalizado de mezcla asfáltica y se define como mezcla asfáltica en caliente la combinación de un ligante hidrocarbonado, agregados incluyendo el polvo mineral y, eventualmente, aditivos, de manera que todas las partículas del agregado queden muy bien recubiertas por una película homogénea de ligante. Su proceso de fabricación implica calentar el ligante y los agregados (excepto, eventualmente, el polvo mineral de aportación) y su puesta en obra debe realizarse a una temperatura muy superior a la ambiente.

Se emplean tanto en la construcción de carreteras, como de vías urbanas y aeropuertos, y se utilizan tanto para capas de rodadura como para capas inferiores de los firmes. Existen a su vez subtipos dentro de esta familia de mezclas con diferentes características. Se fabrican con asfaltos aunque en ocasiones se recurre al empleo de asfaltos modificados, las proporciones pueden variar desde el 3% al 6% de asfalto en volumen de agregados pétreos.

### **2.4.2 EVOLUCIÓN DE LOS DISEÑOS DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE.**

A continuación se muestra la evolución de los métodos de diseños de mezclas asfálticas en caliente.

1. The Hubbard-Field (1920's). Método de diseño de mezclas asfálticas, fue uno de los primeros métodos en evaluar contenidos de vacíos en la mezcla y en el agregado mineral. Usaba una estabilidad como prueba para medir la deformación. Funcionó adecuadamente para evaluar mezclas con agregado pequeño o granulometrías finas, pero no también para mezclas con granulometrías que contenían agregados grandes.
2. Método Marshall (1930's). Método de diseño de mezclas asfálticas, desarrollado durante la 2da. Guerra Mundial y después fue adaptado para su uso en carreteras.

Utiliza una estabilidad y porcentaje de vacíos como pruebas fundamentalmente. Excepto cambios en las especificaciones, el método no ha sufrido modificación desde los años 40's.

3. Método Hveem (1930's). Método de diseño de mezclas asfálticas, desarrollado casi en el

mismo tiempo que el método Marshall. Evalúa una estabilidad pseudotriaxial

4. Método de la Western Association of State Highway on Transportation Officials. WASHTO (1984). Este método de diseño de mezclas recomendó cambios en los requerimientos del material y especificaciones de diseño de mezclas para mejorar la resistencia a las roderas. Con FHWA.

5. Método de Asphalt Aggregate Mixture Analysis System. AAMAS (1987). La necesidad de cambios en el diseño de mezclas fue reconocida, tardaron 2 años para desarrollar un nuevo proyecto para el diseño de mezclas, que incluía un nuevo método de compactación en laboratorio y la evaluación de las propiedades volumétricas, desarrollo de pruebas para identificar las deformaciones permanentes, grietas de fatiga y resistencia a las grietas a baja temperatura. Con NCHRP.

6. Método SUPERPAVE (1993) El método AAMAS, sirvió como punto de inicio del método SUPERPAVE, que contiene un nuevo diseño volumétrico completo de mezcla, con funcionamiento basado en predicción a través de modelos y métodos de ensayo en laboratorio, grietas por fatiga y grietas por baja temperatura. Los modelos de predicción de funcionamiento fueron completados satisfactoriamente hasta el año 2000. El diseño volumétrico de mezclas en el SUPERPAVE es actualmente implementado en varios estados de los EUA, debido a que ha sido reconocida una conexión entre las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica caliente y su correcto funcionamiento. Tiene su resultado, ahora la aceptación en el control de calidad ha sido cambiado a propiedades volumétricas. SUPERPAVE promete un funcionamiento basado en métodos o ensayos de laboratorio que pueden ser usados para identificar la resistencia a las deformaciones plásticas de los pavimentos.

## **2.5 EMPLEO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS EN LA CONSTRUCCIÓN DE FIRMES.**

Las mezclas asfálticas se emplean en la construcción de firmes, ya sea en capas de rodadura o en capas inferiores y su función es proporcionar una superficie de rodamiento cómoda, segura y económica a los usuarios de las vías de comunicación, facilitando la circulación de los vehículos, aparte de transmitir suficientemente las cargas debidas al tráfico a la explanada para que sean soportadas por ésta.

Se tienen que considerar dos aspectos fundamentales en el diseño y proyecto de un firme:

1. La Función Resistente, que determina los materiales y los espesores de las capas que habremos de emplear en su construcción.
2. La Finalidad, que determina las condiciones de textura y acabado que se deben exigir a las capas superiores del firme, para que resulten seguras y confortables. A estas capas superiores se le denomina pavimento.

Las tipologías de los firmes de acuerdo a su comportamiento y respuesta se pueden dividir en los siguientes tipos:

### **a) Firmes Flexibles. (Base Granular).**

Constituidos por capas de sub-base y base de material granular, y por un tratamiento superficial o por una capa de mezcla asfáltica de espesores muy delgados que pueden ir hasta los 10 cm. regularmente, las capas granulares resisten fundamentalmente la acción del tráfico, la capa de rodadura sirve para impermeabilizar el firme, resistir los efectos abrasivos del tráfico y proporcionar una rodadura cómoda y segura.

### **b) Firmes Flexibles. (Base Asfáltica).**

Compuesto por una base y un pavimento asfáltico y el cual está constituido por una capa intermedia y otra de rodadura, la sub-base puede ser granular o bien tratada con un ligante hidráulico o hidrocarbonado.

**c) Firmes Semi-rígidos . (Base tratada con ligantes hidráulicos).**

Constituido por una capa de base tratada con ligantes hidráulicos, o de concreto, la sub-base suele ser de material granular, pudiendo ser estabilizada, el pavimento está formado por una o dos capas de mezcla asfáltica (rodadura e intermedia).

**d) Firmes Rígidos. (Pavimentos de hormigón).**

Están formados por una losa de hormigón colocada directamente sobre la explanada, o sobre una capa de base granular o estabilizada o un hormigón pobre, la losa de hormigón actúa como capa de rodadura.

**2.6 CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN Y PROYECTO DE UNA MEZCLA ASFÁLTICA.**

En muchas ocasiones, el proyecto de una mezcla asfáltica se reduce a determinar su contenido de ligante, sin embargo, esa es solo la última fase de un proceso más amplio, que requiere de un estudio cuidadoso de todos los factores involucrados, a fin de garantizar un comportamiento adecuado de la mezcla y un considerable ahorro económico en la solución.

Las fases de las que consta el proyecto de una mezcla son las siguientes:

a) Análisis de las condiciones en las que va a trabajar la mezcla: tráfico, tipo de infraestructura (carretera, vía urbana, aeropuerto, etc.), la capa de la que se trata (rodadura, intermedia o base) y espesor, naturaleza de las capas subyacentes, intensidad del tráfico pesado, clima, etc. Asimismo, hay que distinguir si se trata de un firme nuevo o de una rehabilitación.

b) Determinación de las propiedades fundamentales que ha de tener la mezcla, dadas las condiciones en las que ha de trabajar. Debe establecerse la resistencia a las deformaciones plásticas o la flexibilidad, entre otras.

c) Elección del tipo de mezcla que mejor se adapte a los requerimientos planteados, incorporando en este análisis las consideraciones económicas o de puesta en obra que haya que considerar.

d) Materiales disponibles, elección de los agregados pétreos, los cuales deben cumplir con determinadas especificaciones, pero que en general serán los disponibles en un radio limitado y, por lo tanto, a un costo razonable. Asimismo, hay que elegir el polvo mineral de aportación.

e) Elección del tipo de ligante: asfalto, asfalto modificado, emulsión asfáltica, el costo es siempre un factor muy relevante.

f) Dosificación o determinación del contenido óptimo de ligante según un proceso que debe adaptarse al tipo de mezcla, la cual debe hacerse para distintas combinaciones de las fracciones disponibles del agregado pétreo, de manera que las granulometrías conjuntas analizadas estén dentro de un huso previamente seleccionado.

g) Otros factores a tener en cuenta en el diseño y selección de una mezcla asfáltica son los

siguientes: Exigencias de seguridad vial, Estructura del firme, Técnicas de Diseño y Ejecución, Sitio de construcción del pavimento (topografía, temperatura, terreno, periodo de lluvias trazado de la vía, entre otros), Condiciones de drenaje, Consideraciones económicas.

Para realizar el proyecto de una mezcla asfáltica que se empleará en un determinado pavimento existe una gama amplia de posibles soluciones, para esto se hace necesario un estudio muy riguroso y detenido, para elegir el diseño más adecuado técnica y económicamente.

Existen también principios que se aplican de acuerdo con las siguientes reglas:

a) Tipo de mezclas asfálticas según su composición granulométrica.

El tipo de mezcla asfáltica a emplear se determinará en función de:

- ✓ La capa de firme a que se destine.
- ✓ La categoría del tráfico.
- ✓ La sección de firmes correspondiente.

b) Tipo de ligante asfáltico.

El tipo de ligante asfáltico a emplear dependerá de:

- ✓ La capa de firme a que se destine la mezcla.
- ✓ El tipo de mezcla.
- ✓ La categoría del tráfico.
- ✓ El clima de la zona en que se encuentre la carretera.

c) Relación Fíller /Asfalto.

La relación ponderal de los contenidos de fíller y asfalto de la mezcla asfáltica, dependerá

de:

- ✓ La capa de firme a que se destine la mezcla.
- ✓ El tipo de mezcla.
- ✓ La categoría del tráfico.
- ✓ La zona en que se encuentre la carretera.

## 2.7 CARACTERÍSTICAS DE MEZCLA

Al realizar el diseño de mezclas asfálticas en caliente, se deben obtener las siguientes características:

### **Resistencia a la Deformación Permanente**

La resistencia a la deformación permanente es crítica al elevarse la temperatura durante los meses de verano cuando la viscosidad del cemento asfáltico baja y la carga del tráfico es soportada por la estructura del agregado en mayor proporción. La resistencia a la deformación



permanente se controla seleccionando la calidad de agregados con gradación apropiada y seleccionando el contenido asfáltico y vacíos adecuados para la mezcla.

### **Resistencia a la Fatiga**

La mezcla no se agrietará por causa de la repetición de las cargas en un período de tiempo (período de diseño)

### **Resistencia al agrietamiento por bajas temperaturas**

Esta propiedad es importante en regiones frías que experimentan bajas temperaturas. Sin embargo, para ello se utilizan aditivos diversos.

### **Durabilidad**

La mezcla contiene suficiente cemento asfáltico asegurando un adecuada espesor de película rodeando las partículas de agregados, así se minimiza el endurecimiento del cemento asfáltico. El curando durante la producción y la puesta en servicio también contribuye a esta característica. Por otro lado, la mezcla compactada no debería tener altos porcentajes de vacíos que aceleren el proceso de curado.

### **Resistencia a la Humedad**

Algunas mezclas expuestas a humedad pierden adhesión entre el agregado y el cemento asfáltico. Las propiedades del agregados son los primeros responsables de este fenómeno, aunque algunos cementos asfálticos son más propensos a separarse que otros.

### **Resistencia al Patinaje**

Este requisito es solamente aplicable a mezclas superficiales que sean diseñados para proporcionar la suficiente resistencia al patinaje.

### **Trabajabilidad**

La mezcla debe ser capaz de ser colocada y compactada con razonable esfuerzo. Los problemas de trabajabilidad se presentan frecuentemente durante los trabajos de pavimentación.

## **2.8 COMPONENTES DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS**

Las mezclas asfálticas están compuestas por agregados, asfalto y vacíos de aire. La calidad de la mezcla asfáltica está directamente ligada con las propiedades y dosificación de los agregados y del cementante, como también a la cantidad de los vacíos de aire.

Las mezclas asfálticas constituyen la parte superior de los pavimentos flexibles y proporcionan un medio de distribución de carga y de impermeabilización que protege la estructura del pavimento de los efectos adversos del agua y de la acción del tránsito. Se emplean para la construcción de pavimentos nuevos, para incrementar la resistencia o mantener una calidad satisfactoria en la superficie de un pavimento existente, o para mejorar la resistencia al deslizamiento.

### **2.8.1 AGREGADOS**

#### **2.8.1.1. DEFINICIÓN**

Es una mezcla, natural o no, de piedra o gravas trituradas, escorias, arenas finas, arenas gruesas y llenante mineral. Puede contener todos o algunos de estos materiales. Los agregados deben ser limpios, duros y durables.

Los agregados son los responsables de la capacidad de carga o resistencia de la mezcla y constituyen entre el 90% y 95% en peso de la mezcla y entre el 75% y 85% en volumen de la misma.

#### **2.8.1.2. CLASIFICACIÓN**

Los agregados pueden ser naturales o procesados. De acuerdo con su tamaño, se divide en gravas, arenas y relleno mineral (llenante mineral o filler).

Los materiales pueden ser producidos en canteras abiertas o tomado de las riveras de los ríos (cantera de río). En este último caso son agregados pétreos aluviales.

Los agregados procesados son aquellos que han sido triturados y tamizados antes de ser usados. La roca se tritura para volver angular la forma de la partícula y para mejorar la distribución (gradación) de los tamaños de las partículas.

**a) Agregados naturales**

Los agregados naturales son los más empleados en la fabricación de las mezclas asfálticas, y estos se encuentran en canteras, como así también en depósitos de origen fluvial, y también proceden de la desintegración de rocas, el método de obtención de estos agregados son de vital importancia puesto que de este trabajo dependerá básicamente los resultados que se quieren obtener.

**b) Agregados artificiales**

Estos agregados proceden bien de procesos industriales de los cuales son un sub producto o bien del tratamiento industrial de los agregados naturales también pueden proceder de la trituración o fragmentación de las rocas, son utilizados en la construcción de las mezclas asfálticas, cuando los proyectos tienen que cumplir especificaciones rígidas, consideraciones ambientales y eventual escases de los agregados naturales.

### **2.8.1.3. REQUISITOS DE LOS AGREGADOS**

**a) AGREGADO GRUESO**

Reciben el nombre de agregados gruesos los materiales retenidos en el tamiz #4. Estos materiales serán piedras o escorias machacadas, gravas machacadas o combinaciones de ellas, o en materiales que se presenten naturalmente en estado fracturado (como granito desgastado) o en áridos naturales muy angulosos con texturas superficial áspera o rugosa. Los agregados no estarán recubiertos de arcilla, limo u otras sustancias perjudiciales ni contendrán trozos de arcilla ni otros agregados de material fino. El porcentaje de desgaste de los agregados empleados en capas de base, intermedias o de nivelación no será mayor de 50% para el método AASHO T96 (ASTM C131). El porcentaje de desgaste de los áridos empleados en las capas de desgaste no serán mayor del 40% cuando se ensayen por el método AASHO T96 (ASTM C131). Se ensayarán la resistencia a los sulfatos de los áridos gruesos por el método AASHO T104 (ASTM C88).

**b) AGREGADO FINO**

Son los que pasan por el tamiz # 4. Constarán de arena natural y/o material obtenido del machaqueo de piedra, escoria o grava. Las partículas serán, limpias resistentes, duraderas, moderadamente angulosas y sin revestimiento de arcilla, limo u otras sustancias perjudiciales y no contendrán grumos de arcilla u otros aglomerados de material fino. Se ensayará su resistencia a los sulfatos según el método AASHO T104 (ASTM C88) a menos que ya se sepa que su comportamiento es satisfactorio.

**c) FILLER MINERAL**

El filler mineral se compondrá de partículas muy finas de caliza, cal apagada, cemento portland u otra sustancia mineral aprobada no plástica. Estará perfectamente seco y no contendrá grumos, ensayado por el método AASHO T37 (ASTM D546) su granulometría cumplirá las siguientes condiciones:

**Cuadro 2.3**

Granulometría filler mineral.

Número del tamiz	Porcentaje en peso seco que pasa
30	100
100	90
200	65

**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

La parte de filler mineral que pase por el tamiz número 200 se considera como polvo mineral. Más del 50% de la parte de filler mineral que pasa por vía húmeda a través del tamiz número 200 pasará por ese tamiz por tamizado en seco.

#### Cuadro 2.4

Requisitos de graduación para diferentes tipos de mezclas materiales menores a % de pulgadas.

REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA DIFERENTES TIPOS DE MEZCLAS MATERIALES MENORES A % DE PULGADAS				
TAMI Z	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA			
	GRANULOME- TRÍA ABIERTA	GRANULOME- TRÍA GRUESA	GRANULOME- TRÍA Densa	GRANULOME- TRÍA FRÍA
1/2"	100	100	100	100
3/8"	70-100	75-100	80-100	85-100
N4	20-40	35-55	55-75	65-80
N8	5-20	20-35	35-50	50-65
N16	-	-	-	37-52
N30	-	10-22	18-29	25-40

N50	-	6-16	13-23	18-30
N100	-	4-12	8-16	10-20
N200	0-4	2-8	4-10	3-10

**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

#### **2.8.1.4. PRUEBAS DE LABORATORIO**

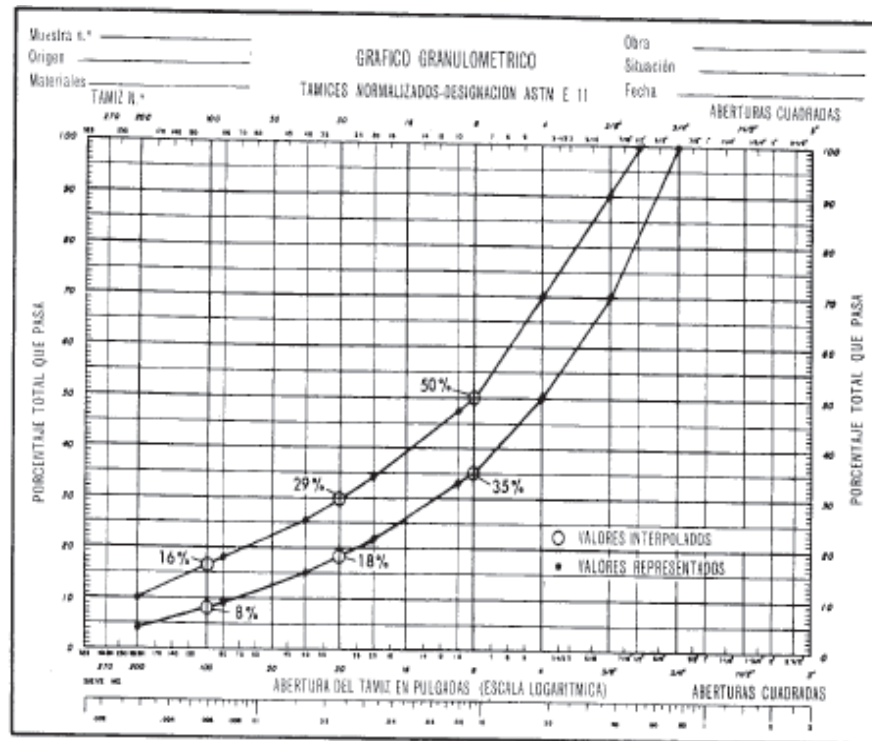
##### a) **Tamizado**

Hay dos métodos para determinar las propiedades relativas de los diversos tamaños de partículas en unos áridos: tamizado por vía seca y tamizado por vía húmeda.

- **Tamizado por vía seca.** Se agita una cantidad pesada de áridos perfectamente secos sobre una serie de tamices con aberturas cuadradas. Los tamices están unidos de manera que el de mayor abertura se encuentra en la parte superior y los de aberturas más pequeñas sucesivamente debajo. Los tamices usados normalmente en las mezclas asfálticas son los de abertura cuadrada de 2 1/2, 2, 1 1/2, 1, 3/4, 1/2 y 3/8 de pulgada.

Figura 2.1

Curvas granulométricas de los áridos.



**Fuente.** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología, Univ. “A.J.M.S”, Tarija-Bolivia

- **Tamizado por vía húmeda.** Este procedimiento es deseable frecuentemente cuando los áridos contienen polvo extremadamente fino o arcilla que pueden pegarse a las partículas más gruesas. En estos casos los resultados obtenidos del análisis granulométrico por vía seca son evidentemente erróneos.

Los métodos de ensayo AASHTO T27 y ASTM C136 indican el procedimiento para realizar el análisis granulométrico por vía seca de áridos gruesos y finos. Los procedimientos granulométricos del filler mineral se dan en los métodos AASHTO T37 y ASTM D546.

#### b) **Equivalente de arena**

Indica la proporción relativa de polvo fino o materiales arcillosos perjudiciales contenidos en los áridos empleados en las mezclas asfálticas para pavimentación y en

los suelos empleados en capa de base, el ensayo se aplica a la fracción que pasa por el tamiz # 4.

Se coloca la muestra en un cilindro graduado transparente que contiene una solución de cloruro cálcico, glicerina y formaldehído en agua. La muestra y la solución se agitan de una forma normalizada. Se emplea la misma solución para impulsar el material arcilloso hacia arriba, haciéndolo salir de la muestra a medida que se llena el cilindro, introduciéndolo a presión en el fondo mediante un tubo delgado, luego de un periodo de sedimentación de 20 min se lee la altura máxima de la suspensión de arcilla. A continuación se introduce en el cilindro un disco pesado de metal que se hace bajar hasta que descansa sobre la parte superior de la arena limosa y se lee la altura de la superficie inferior del disco. Se llama equivalente arena a la relación de la lectura correspondiente a la superficie superior de la arena a la correspondiente a la capa superior de la arcilla multiplicada por 100. Los aparatos y procedimientos para la realización de este ensayo se describen en el método AASHO T176.

**c) Abrasión (Desgaste)**

Este ensayo se emplea para medir la resistencia de los áridos al desgaste. Se carga el tambor con una cantidad fija de áridos cuya granulometría es la que más se aproxima a la que se pretende usar de la granulometría normalizada, a continuación se hace dar 500 vueltas al tambor, se extrae el material y se determina el porcentaje del material que pasa el tamiz #12, que se define como porcentaje de desgaste.

La elevada resistencia al desgaste indica por un bajo porcentaje de pérdidas por abrasión es una característica deseable de los áridos que han de emplearse en la construcción de pavimentos asfálticos, la maquinaria y procedimiento se detallan en los métodos AASHO T96 y ASTM C131.



El porcentaje de desgaste medido por el ensayo de los ángeles no tiene en general ninguna relación con el pulimento de los áridos bajo el desgaste del tráfico.

**d) Resistencia a los sulfatos**

Nos da una indicación de la resistencia a los áridos finos y gruesos a los agentes atmosféricos el ensayo se realiza con áridos que no han dado un buen resultado, durante su empleo. Mide la resistencia de los áridos a la disgregación por soluciones saturadas de sulfatos de sodio o magnesio.

El ensayo se hace sumergiendo recipientes con fracciones de tamaños clasificados de muestra de áridos en una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio. Los recipientes están contruidos de tal forma que permiten la libre entrada y salida de la solución en la masa de la muestra sin pérdida de áridos. Después de la inmersión se seca la muestra en una estufa. Tras un número determinado de ciclos de inmersión y secado se determina por tamizado el porcentaje de pérdida de peso para cada fracción granulométrica. El total de estos valores es el porcentaje de pérdida resultado del ensayo. La maquinaria y desarrollo del ensayo se detalla en el método AASHO T104 y ASTM C88.

**e) Peso específico**

Usualmente se determina el peso específico por dos razones:

- Para permitir el cálculo de los huecos de las mezclas asfálticas compactadas.
- Para corregir las cantidades de áridos empleadas en una mezcla para pavimentación cuando su peso específico varía apreciablemente.

Hay tres tipos ampliamente usados de peso específico de los áridos:

- Peso específico aparente.
- Peso específico aparente con áridos saturados.

➤ **Peso específico efectivo.**

La designación AASHO M132 define el peso específico aparente como la relación de peso en aire de un volumen dado de la porción impermeable de un material permeable (esto es la materia sólida, incluyendo sus huecos o poros impermeables) a una temperatura determinada.

Define el peso específico aparente con áridos saturados como la relación del peso en aire de un volumen dado de un material permeable (incluyendo tanto los huecos permeables como los impermeables propios del material) a una temperatura dada.

La diferencia entre el peso específico aparente y el peso específico aparente con áridos saturados, indica la proporción de huecos al agua de los áridos. El volumen medido para determinar el peso específico aparente con áridos saturados incluye los huecos impermeables mientras que el peso específico aparente los excluye.

El peso específico aparente de los áridos en una mezcla asfáltica depende de la proporción en que el asfalto penetra en los huecos permeables al agua. Como el asfalto es más viscoso que el agua, usualmente penetrará en los huecos menos que el agua. Por ello ha empezado a usarse el término peso específico efectivo para indicar la proporción en que el árido es permeable al asfalto empleado en la mezcla. Como puede verse el peso específico efectivo estará normalmente comprendido entre el peso específico aparente y el peso específico aparente con áridos saturados.

En los métodos AASHO T85 y ASTM C127 se fijan los aparatos y procedimientos para determinar los pesos específicos aparente y aparente con áridos saturados de los áridos gruesos. Para los finos ver los métodos AASHO T84 y ASTM C128. En la publicación ASTM STP191, titulada “specific gravity of bituminous coatel aggregate”, se dan varios métodos para medir el peso específico efectivo de los áridos para mezclas asfálticas.

**f) Peso unitario**

El peso unitario de unos áridos dados puede determinarse sobre volumen suelto o sobre volumen compactado. Para ello emplea un recipiente cilíndrico de volumen conocido. Los volúmenes empleados normalmente son 0,1-0,5-1 pies<sup>3</sup> (2,83-14.16-28,31 l), según el tamaño de los áridos ensayados. Para medir el peso unitario con áridos sueltos se llena el recipiente por un procedimiento normalizado y se determina el peso de los áridos contenidos en el recipiente lleno. Para medir el peso compactado se llena el recipiente en tres capas aproximadamente iguales, aplicando a cada capa determinados procedimientos de agitación o apisonado según el tamaño de los áridos empleados en el ensayo. Los aparatos y procedimientos para la realización de estos ensayos se detallan en los métodos AASHO T19 y C29.

Basándose en la experiencia se ha fijado un peso unitario compactado mínimo de 70 lb/pie<sup>3</sup> (1137 kg/m<sup>3</sup>) para escoria de dimensiones inferiores a 2” para mezclas de pavimentación y de 65 lb/pie<sup>3</sup> (1041 kg/m<sup>3</sup>) para tamaños superiores, la escoria ensayada debe tener la misma granulometría que se piensa emplear.

#### **g) Humedad**

La determinación de la humedad en los áridos se hace normalmente pesando una muestra de material, secándola hasta peso constante en estufa mantenida a 110 °C, aproximadamente y determinando después el peso de la muestra seca. La diferencia entre el peso inicial y final se define como pérdida de humedad durante el secado. La pérdida de peso expresada en porcentaje del peso final o en seco es el contenido de humedad de los áridos.

### **2.8.2. ASFALTOS**

El asfalto es un componente natural de la mayor parte de los petróleos, en los que existe en disolución, el petróleo crudo se destila para separar sus diversas fracciones y recuperar el asfalto. Procesos similares han dado lugar a dos yacimientos naturales de asfalto, de los cuales el material se encuentra libre de materias extrañas, mientras que

en otras está mezclado con diversos minerales, agua y otras sub sustancias. Las rocas porosas saturadas de asfalto que se encuentran en algunos yacimientos se conocen con el nombre de rocas asfálticas.

El asfalto es un material de particular interés para el Ingeniero porque es un aglomerante resistente, muy adhesivo, impermeable y duradero, es una sustancia plástica que da flexibilidad controlable a las mezclas de áridos con los que se combina usualmente, es altamente resistente a la mayor parte de los ácidos, álcalis y sales aunque es una sustancia solida o semisólida a temperaturas atmosféricas ordinarias, puede licuarse fácilmente por aplicación de calor, por la acción de disolventes de volatilidad variable o por emulsificación.

### **2.8.2.1. CLASIFICACIÓN Y ESPECIFICACIONES**

#### **a) Asfaltos naturales**

Los asfaltos naturales, se han producido a partir del petróleo, pero por un proceso natural de evaporación de las fracciones volátiles, dejando las asfálticas solamente. Estos pueden encontrarse como escurrimientos superficiales en depresiones terrestres, dando origen a lagos de asfalto, como los de las islas Trinidad y Bermudas. También aparecen impregnados a los poros de algunas rocas, denominándose rocas asfálticas, como la gilsonita. Así también se encuentran mezclados con elementos minerales, como pueden ser arenas y arcillas en cantidades variables, debiendo someterse a posteriores procesos de purificación, para luego poder ser utilizadas en pavimentación. Estos asfaltos pueden clasificarse como:

#### **Asfaltos Nativos, sólidos o semisólidos**

- Puros o casi puros.

- Asociados con materia mineral.
- Asfáltitas duras.

**b) Asfalto derivado del petróleo**

Los asfaltos más utilizados en el mundo hoy en día, son los derivados de petróleo, los cuales se obtienen por medio de un proceso de destilación industrial del crudo. Representan más del 90 % de la producción total de asfaltos. La mayoría de los petróleos crudos contienen algo de asfalto y a veces casi en su totalidad. Sin embargo existen algunos petróleos crudos, que no contienen asfalto. En base a la proporción de asfalto que poseen, los petróleos se clasifican en:

- Petróleos crudos de base asfáltica.
- Petróleos crudos de base parafínica.

En la norma INV E-706 se encuentran las especificaciones de este tipo de asfaltos, cuyas características se indican en la siguiente tabla:

**Cuadro 2.5**

Especificaciones de asfaltos puros

Característica	Unidades	Norma de ensayo	60-70		80-100	
			Min.	Max.	Min.	Max.
Penetración	0.1 mm	INV E-706	60	70	80	100
Viscosidad dinámica a 60 °C	P	INV E-716	1.500		1.000	
Índice de penetración		INV E-724	-1	+1	-1	+1

Perdida por calentamiento en película delgada (163 °C, 5 h)	%	INV E-721	-	1.0	-	1.0
Ductilidad (25 °C, 5 cm/min)	cm.	INV E-702	100	-	100	-
Penetración del residuo luego de la pérdida delgada % de penetración original	%	INV E-721	52	-	48	-
Solubilidad en tricloroetileno	%	INV E-713	99	-	99	-
Contenido de agua	%	INV E-704	-	0.2	-	0.2

**Fuente:** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

### c) Cementos asfálticos sólidos

El producto que se obtiene por destilación, posterior a la extracción de los componentes livianos, con dicho elemento se prepara el cemento asfáltico. Los procesos de refinación para la obtención de asfaltos, dependen del rendimiento en asfalto que presenta el petróleo. En los petróleos que presentan bajo rendimiento, se utiliza la destilación en dos etapas: una a presión atmosférica, seguida de otra al vacío. Si el rendimiento del asfalto es alto, basta la etapa de destilación al vacío.

El proceso más usado es el de destilación en dos etapas; pues produce asfaltos normalmente sin necesidad de instalaciones especiales. Consiste en una separación física de varios constituyentes del petróleo, por la diferencia de sus puntos de ebullición y condensación. Los cementos asfálticos se designan por las letras CA, y se elaboran a partir de una combinación de asfaltos refinados de consistencia apropiada para trabajos de pavimentación. Se clasifican según su grado de dureza o consistencia,

lo cual se mide a través de un ensayo de penetración en décimas de milímetros. Es así como podemos distinguir los tipos CA 40-50, CA 60-70, CA 85-100, CA 120-150, entre otros.

#### **d) Asfalto líquido**

Son materiales constituidos por mezclas de cementos asfálticos y solventes de hidrocarbonados de diferentes rangos de destilación, que le imparten a los asfaltos diluidos sus distintos tiempos de corte o curado. Se trata de productos líquidos a temperatura ambiente y que se aplican en frío. Los más utilizados son los de Curado Medio (MC) y los de Curado Rápido (RC) y emulsiones asfálticas convencionales y modificadas con polímeros. Son recomendados con demostrados y excelentes resultados en imprimaciones, lechadas asfálticas, riegos de liga, tratamientos superficiales, micro pavimentos y estabilización de suelos en superficies con necesidades de impermeabilización. Esta denominación se suele acompañar de un número que indica el grado de viscosidad cinemática (en centiestokes). Por ejemplo: RC-250, MC-70.

#### **e) Emulsiones asfálticas**

Se componen de dos elementos: agua y cemento asfáltico. Se utilizan en tratamientos superficiales, riegos de adherencia, mezclas abiertas, estabilización de suelos y lechadas asfálticas. Dependiendo de la carga eléctrica de los glóbulos de asfalto, pueden ser catiónicas (C, carga +) o aniónicas (A, carga -). Dependiendo de la velocidad del rompimiento de la emulsión, se clasifican en rompimiento rápido (RR), medio (RM) o lento (RL).

Son dispersiones de cemento asfáltico en una fase acuosa, con estabilidad variable. El tiempo de quiebre y la viscosidad de las emulsiones dependen, entre otros factores, de

la cantidad y calidad de los agentes emulsificantes. La cantidad de emulsificantes y aditivos químicos utilizados, varía generalmente de 0.2 % a 5 %, y la cantidad de asfalto es del orden del 60 a 70%.

### **2.8.2.2. FUNCIONES DEL ASFALTO EN LA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO**

El asfalto es un material altamente impermeable, adherente y cohesivo, capaz de resistir grandes esfuerzos instantáneos y fluir bajo la acción de cargas permanentes. En la construcción de pavimentos puede cumplir las siguientes funciones como aplicación de estas propiedades:

- Impermeabilizar la estructura del pavimento, haciéndolo poco sensible a la humedad y eficaz contra la penetración del agua proveniente de la precipitación.
- Proporcionar una íntima unión y cohesión entre agregados, capaz de resistir la acción mecánica de disgregación producida por las cargas de los vehículos.
- Igualmente mejora la capacidad portante de la estructura y por ende, permite disminuir el espesor.

Por sus cualidades impermeables y su durabilidad el asfalto se emplea en construcción para impedir el paso del agua, amortiguar vibraciones y expansiones y servir como pavimento.

### **2.8.2.3 COMPOSICIÓN QUÍMICA DEL ASFALTO**

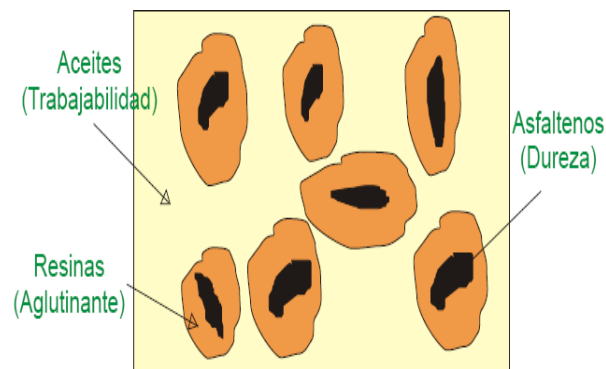
Es de mucha utilidad un amplio conocimiento de la constitución y composición química de los asfaltos, para el control de sus propiedades físicas y así obtener un mejor funcionamiento en la pavimentación.



Un concepto más amplio sobre la constitución es que el asfalto consta de tres componentes mayoritarios. El primero se describe como una mezcla de asfaltenos que son moléculas complejas de alto peso molecular, insoluble en hidrocarburos parafínicos y soluble en compuestos aromáticos como el benceno. El segundo componente descrito es una mezcla de resinas y el tercero aceite mineral. Estos tres constituyen un sistema coloidal como el explicado anteriormente. Los asfaltenos cargan con la responsabilidad de las características estructurales y de dureza de los asfaltos, las resinas le proporcionan sus propiedades aglutinantes y los aceites la consistencia adecuada para hacerlos trabajables.

**Figura 2.2**

Composición química del asfalto.



**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

#### **2.8.2.4. INFLUENCIA DE LOS COMPONENTES QUÍMICOS DEL ASFALTO EN SUS PROPIEDADES**

Los asfaltenos contienen las moléculas más pesadas del asfalto, ya que son los que le proporcionan la dureza. Las resinas son las encargadas de las características

cementantes o aglutinantes, mientras que los aceites dan la consistencia necesaria para hacerlos trabajables. Los aceites son líquidos poco viscosos, de color claro, no adherentes, muy estables y semejantes a los aceites de lubricación, el asfalto debe gran parte de su deformabilidad a este componente, pues permite el desplazamiento entre micelas.

Los asfáltenos son muy adherentes intrínsecamente, pero al estar rodeados por una cortina de resinas no intervienen de modo directo en la adherencia con los materiales pétreos, su presencia es fundamental en las propiedades mecánicas el asfalto, pues el poder de absorción de las resinas le proporcionan a su núcleo una alta rigidez.

Las propiedades físicas del asfalto dependen de las proporciones de asfáltenos, resinas y aceites que contienen. Un asfalto con un alto contenido de aceites se comportará como un fluido viscoso, ya que las micelas formadas por los asfáltenos rodeados de las resinas absorbidas flotarán en el líquido aceitoso sin tocarse. Cuando se somete a los efectos del calentamiento, se va presentando una reducción gradual de los aceites y por tanto, un acercamiento de los núcleos de los asfáltenos. Adicionalmente la fricción originada hace que el asfalto incremente su viscosidad. Es muy importante la proporción en que interviene cada uno de estos componentes en la consistencia del asfalto.

#### **2.8.2.5. CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DEL ASFALTO**

La reología es una de las propiedades más importantes de los productos asfálticos. Se refiere a la variación de las propiedades del flujo a través del tiempo de aplicación de una carga e incluye una propiedad bien importante: la viscosidad.

La viscosidad del asfalto varía con la temperatura en mayor o menor grado (susceptibilidad térmica) y su estudio es muy importante y de interés práctico, porque en todas las aplicaciones del asfalto se debe modificar su viscosidad mediante el calentamiento. A temperaturas altas el asfalto se considera un fluido viscoso, mientras que a temperaturas bajas de servicio se considera un material sólido con propiedades elásticas. Con el propósito de conocer las características de flujo de asfalto a distintas temperaturas, se utilizan actualmente monogramas y curvas que relacionan las principales propiedades del asfalto.

## **2.8.2.6 CARACTERIZACION DEL CEMENTO ASAFTICO EN LABORATORIO**

### **2.8.2.6.1 PESO ESPECÍFICO**

Aunque normalmente no se especifica, es deseable conocer el peso específico del betún asfáltico que se emplea. Este conocimiento es útil para hacer las correcciones de volumen cuando éste se mide a temperaturas elevadas. Se emplea como uno de los factores para la determinación de los huecos en las mezclas asfálticas para pavimentación compactadas. El peso específico es la relación del peso de un volumen determinado del material al peso de igual volumen de agua, estando ambos materiales a temperaturas especificadas. Así, un peso específico de 1,05 significa que el material pesa 1,05 veces lo que el agua a la temperatura fijada. El peso específico del betún asfáltico se determina normalmente por el método del picnómetro, descrito en los métodos AASHTO T43 y ASTM D70.

### **2.8.2.6.2 PUNTO INFLAMACION**

El punto de inflamación del betún asfáltico indica la temperatura a que puede calentarse el material sin peligro de inflamación en presencia de llama libre. Esta temperatura es usualmente muy inferior a aquella a que el material ardería. Esta última temperatura se llama punto de fuego, pero rara vez se incluye en las especificaciones de los betunes asfálticos.

El punto de inflamación de un betún asfáltico se mide por el ensayo del vaso abierto Cleveland según condiciones normalizadas prescritas en los métodos AASHTO T48 y ASTM D92. Un vaso abierto de latón se llena parcialmente con betún asfáltico y se calienta a una velocidad establecida. Se hace pasar periódicamente sobre la superficie de la muestra una pequeña llama, y se define como punto de llama la temperatura a la que se han desprendido vapores suficientes para producir una llamarada repentina.

### **2.8.2.6.3 PENETRACION**

El ensayo de penetración determina la dureza o consistencia relativa de un betún asfáltico, midiendo la distancia que una aguja normalizada penetra verticalmente en una muestra de asfalto en condiciones especificadas de temperatura, carga y tiempo. Cuando no se mencionan específicamente otras condiciones, se entiende que la medida de la penetración se hace a 25 °C, que la aguja está cargada con 100 g y que la carga se aplica durante 5 s. La penetración determinada en estas condiciones se llama penetración normal. La unidad penetración es la décima de milímetro. Es evidente que cuando más blando sea el betún asfáltico mayor será la cifra que indique su penetración.

Los betunes asfálticos se clasifican en grados según su dureza o consistencia por medio de la penetración. El Instituto del Asfalto ha adoptado cuatro grados de betún asfáltico para pavimentación con penetraciones comprendidas dentro de los márgenes siguientes: 60-70, 85-100, 120-150 y 200-300. Además, el Instituto tiene

especificaciones para un betún asfáltico de penetración comprendida en el margen 40-50, que se usa en aplicaciones especiales e industriales. Los aparatos y procedimientos para realizar el ensayo de penetración se describen en el Método AASHTO T49 y en el ASTM D5.

#### **2.8.2.6.4 VISCOSIDAD**

La finalidad del ensayo de viscosidad es determinar el estado de fluidez de los asfaltos a las temperaturas a las que se emplean durante su aplicación. La viscosidad o consistencia del betún asfáltico se mide en el ensayo de viscosidad Saybolt-Furol o en el ensayo de viscosidad cinemática.

En el ensayo Saybolt-Furol se emplea un viscosímetro Saybolt con un orificio Furol. Se coloca en un tubo normalizado cerrado con un tapón de corcho una cantidad especificada de betún asfáltico. Como las temperaturas a que se determina la viscosidad de los betunes asfálticos son frecuentemente superiores a los 100 °C, el baño de temperatura constante del viscosímetro se llena con algún tipo de aceite. Cuando el asfalto ha alcanzado una temperatura establecida, se quita el tapón y se mide el tiempo necesario en segundos para que pasen a través del orificio Furol 60 ml del material.

Cuando más viscosos son los materiales más tiempo es necesario para que pasen a través del orificio. Los valores obtenidos se expresan como segundos Saybolt-Furol (SSF). Los aparatos y procedimiento para la realización de este ensayo se describen detalladamente en el método ASTM E102.

#### **2.8.2.6.5 PUNTO DE REABLANDAMIENTO**

Los asfaltos de diferentes tipos reblandecen a temperaturas diferentes. El punto de reblandecimiento se determina usualmente por el método de ensayo arbitrario de anillo y bola. Aunque este ensayo no se incluye en las especificaciones para los asfaltos de pavimentación, se emplea frecuentemente para caracterizar los materiales más duros empleados en otras aplicaciones e indica la temperatura a que estos asfaltos se hacen fluidos. Consiste en llenar de asfalto fundido un anillo de latón de dimensiones normalizadas. La muestra así preparada se suspende en un baño de agua y sobre el centro de la muestra se sitúa una bola de acero de dimensiones y peso especificados.

A

continuación se calienta el baño a una velocidad determinada y se anota la temperatura en el momento en que la bola de acero toca el fondo del vaso de cristal. Esta temperatura se llama punto de reblandecimiento del asfalto. Los procedimientos y aparatos necesarios para la realización del ensayo se describen con detalle en los métodos AASHTO T53 y ASTM D36.

#### **2.8.2.7 ASFALTOS MODIFICADOS**

Los asfaltos modificados con polímeros elevan la vida útil de un pavimento de dos a tres veces (según el caso a aplicar) con un costo adicional de hasta un 25% sobre la mezcla asfáltica.

Los asfaltos modificados mejoran las propiedades físicas de los mismos:

- Ofrecen gran resistencia a la reflexión de fisuras.

- Mejora significativamente la resistencia a la deformación permanente.
- Mejoran la adhesión entre la carpeta de rodamiento y la sub base.
- Proveen superficies durables con alta cohesividad.
- Ofrecen un mejor costo beneficio que los asfaltos convencionales.
- Uso de capas más delgadas.
- Capacidad para absorber movimientos horizontales producidos por grietas de varios milímetros.
- Mantenimiento de las propiedades elásticas en un amplio rango de temperaturas.
- Mejor retención del agregado.
- Mayor rango de uso, incluidos caminos con tránsito pesado.
- Mejor resistencia a la tracción.

### **2.8.3 DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS**

Una vez que se tiene definido el tipo de mezcla que se va a utilizar para un proyecto, preparamos la mezcla, ya sea en plantas fijas o móviles por un procedimiento fijado por normas, para posteriormente trasladarlos a la obra.

Los procedimientos para preparar una muestra en el laboratorio son los siguientes:

- Secado de los agregados hasta peso constante.
- Tamizado en seco de los agregados en las fracciones de los tamaños deseados.
- Pesado de los materiales que constituirán la mezcla.

- Calentamiento de los agregados de la mezcla en el recipiente de mezclado.
- Adición de la cantidad prevista de asfalto caliente al recipiente de mezclado.
- Mezclado del agregado y asfalto juntos.

### **2.8.3.1. MÉTODO DE DOSIFICACIÓN**

Dentro de los métodos que estrictamente sirven para dosificar se pueden a su vez establecer dos familias. Por un lado los métodos basados en la determinación directa o indirecta de la superficie específica y a veces también de la absorción de los áridos. Por otro lado los basados en la realización de ensayos mecánicos, generalmente de base empírica.

Los métodos de superficie específica son sencillos y rápidos, pero tienen el inconveniente de su imprecisión esta imprecisión no tiene importancia en el caso de mezclas abiertas, pero es la razón de que para mezclas sean poco aconsejables, pues estas mezclas son muy sensibles a las variaciones en el contenido del betún. Entre esos métodos, todos ellos similares, se pueden citar el Duriez Francés, el de Asphalt Institute, el del Centre de Recherches Routières de Bélgica y el CKE (equivalente centrifugo de queroseno).

En cuanto a los métodos de dosificación basados en ensayos mecánicos hay que enfatizar que no debe utilizarse más que dentro de una metodología operativa que abarque todos los aspectos involucrados en el problema y en relación con unas especificaciones sobre los valores de los parámetros de formulación obtenidos.

Independientemente del tipo de ensayo empleado, la forma de trabajar con cualquiera de ellos es en general parecida. Una vez que se ha seleccionado la granulometría y el tipo de betún de acuerdo con los criterios pre establecido, se fabrican series de probetas en las que se varía el porcentaje de ligante.



Después de realizado el ensayo siguiendo la normativa correspondiente, se determina las relaciones entre dicho porcentaje y la resistencia, deformación, contenido de huecos etc. Evaluándose el porcentaje óptimo según criterios previamente adoptados.

### **2.8.3.2. DOSIFICACIÓN**

Existen diversos métodos para dosificarlos mediante ensayos mecánicos. Quizás los más difundidos sean el Heveem, el Duriez y por encima de todos el más conocido el Marshall.

La experiencia que se tiene con el método Marshall es muy amplia y positiva cuando se trata de dosificar hormigones asfálticos (mezclas gruesas, es decir con tamaños máximos superiores a 5 mm, de granulometría continua y no abiertas) en caliente. Ya se han señalado que las mezclas abiertas son mecánicamente poco sensibles a las variaciones en el contenido del betún, por lo que son preferidos los métodos de superficie específica. En cuanto a los hormigones en frío, la utilización directa con ellos del método Marshall ha presentado muchos problemas que van desde el descuelgue de la emulsión en el proceso de compactación por impactos utilizando en este método hasta la dificultad de determinar las condiciones de maduración de las probetas antes de rotura.

Como se ha indicado para la dosificación de hormigones asfálticos en caliente se utiliza en varios países del mundo el método Marshall, basado en el ensayo mecánico del mismo nombre. Consiste en la rotura de probetas cilíndricas de 101.6 mm de diámetro y 63.5 mm de altura mediante la aplicación de una mordaza perimetral que impone una velocidad de deformación constante de 50.8 mm/min el proceso es el siguiente:

Una vez fijada la granulometría de los áridos y el tipo de ligante, se fabrica probetas con diferentes contenidos de ligante dentro de unos intervalos sancionados por la

experiencia (al menos cuatro probetas por cada contenido). A continuación se procede a su compactación en el molde correspondiente mediante la denominada masa Marshall, de características normalizadas, aplicando una serie de impactos en cada base de la probeta y cuyo número (generalmente 50 ó 75) es función de las características del tráfico.

Desmoldadas las probetas, se determina su densidad aparente con una balanza hidrostática. Este dato, junto con los pesos específicos del conjunto de áridos y del ligante, permite el cálculo de los porcentajes de huecos en áridos y huecos en mezcla.

Después de mantener las probetas en una estufa el tiempo necesario para que la mezcla alcance una temperatura de 60 °C, se ensayan hasta una rotura según las condiciones ya descritas, obteniéndose para cada porcentaje de ligante la relación entre la carga aplicada y la deformación de la mezcla.

Se define como estabilidad Marshall la carga de rotura y como deformación Marshall el acortamiento diametral hasta el momento de la rotura.

Los parámetros con los que se trabaja en el método Marshall son: densidad, estabilidad, deformación, porcentaje de huecos rellenos de betún. La variación de los mismos con respecto al contenido de ligante de la mezcla (expresado normalmente en porcentaje en peso sobre el peso seco de áridos).

Los resultados obtenidos en el ensayo Marshall con el contenido de ligante considerado como óptimo, en especial la densidad, se utiliza también como patrón de control en obra. De esta forma suelen exigirse densidades in situ del 95% de la densidad Marshall correspondiente a ese óptimo para tráfico ligero y del 97 % ó 98% para tráfico pesado. Se comprueba además que el resto de los parámetros Marshall se mantienen próximos a los obtenidos en el laboratorio. Hay que tener en cuenta que si en obra se alcanzan densidades menores a las indicadas, la acción del tráfico podría producir compactaciones diferenciales que se traducirán en irregularidades superficiales.

Por un lado se emplean ensayos que permitan evaluar el efecto de la acción del agua sobre la cohesión de la mezcla, se suele utilizar para este fin el ensayo inmersión-compresión. Por otros ensayos con los que pueda evaluar de forma más precisa y específica que con el Marshall la resistencia a las deformaciones plásticas. Estos ensayos son el de pista de laboratorio y el de máquina giratoria.

### Cuadro 2.6

Dosificación mezclas en caliente empleando el método Marshall.

CARACTERÍSTICAS	CATEGORÍAS DE TRÁFICO PESADO	
	T0, T1 Y T2	T3 Y T4
Número de golpes por cara	75	
Estabilidad (KN)	>10	7.5-12.5
Deformación (mm)	2-3.5	
Huecos en mezcla (%)		
Capa de rodadura	4.0-6.0	3.0-5.0
Capa intermedia	4.0-8.0	3.0-8.0
Capa de base	4.0-9.0	3.0-9.0
Huecos en áridos (%)		
Mezcla D6	≥16	
Mezcla D12 y S12	≥15	
Mezcla D20, S20 y G20	≥14	
Mezcla S25 y G25	≥13	

**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

### **Cuadro 2.7**

Relaciones ponderadas filler/betún recomendadas para mezclas D, S y G.

CAPA	ZONA TÉRMICA ESTIVAL	
	CALIDA Y MEDIA	TEMPLADO
RODADURA	1.3	1.2
INTERMEDIA	1.2	1.1
BASE	1	0.9

**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

## **2.9. ENSAYOS DE TRACCION INDIRECTA**

### **2.9.1 INTRODUCCION**

El ensayo de tracción indirecta, destaca por ser un método simple y representativo, que permite imitar la respuesta de un pavimento flexible y obtener la carga máxima que aguanta una mezcla antes de romper.

### **2.9.2. NORMAS DE ENSAYO**

Como se ha comentado anteriormente, el ensayo a tracción indirecta está normalizado según la norma NLT-346/90 “Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas” [5].

En dicha norma se indica el procedimiento para determinar la resistencia a tracción indirecta de mezclas bituminosas fabricadas en laboratorio o provenientes de testigos extraídos del pavimento. Obtenemos un parámetro que caracteriza a la mezcla bituminosa, a la vez que optimiza el contenido de ligante, la cohesión de la mezcla y su resistencia al esfuerzo cortante.

Este ensayo puede utilizarse para el proyecto y también para el control de calidad de las mezclas bituminosas durante su fabricación o durante la puesta en obra.

### **2.9.3 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO**

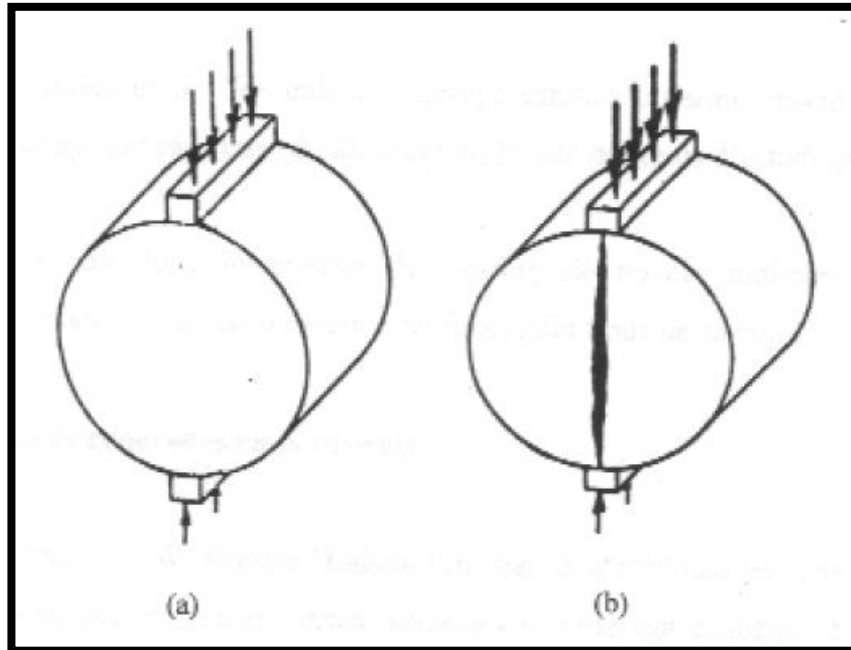
Este ensayo consiste en someter a compresión diametral una probeta cilíndrica, igual a la definida en el ensayo Marshall, aplicando una carga de manera uniforme a lo largo de dos líneas o generatrices opuestas hasta alcanzar la rotura (figura

Esta configuración de carga provoca un esfuerzo de tracción relativamente uniforme en todo el diámetro del plano de carga vertical, y esta tracción es la que agota la probeta y desencadena la rotura en el plano diametral. La probeta es cargada a compresión según un plano diametral vertical de la misma. Para poder cargar la probeta a compresión en un plano diametral vertical, se requiere un dispositivo de sujeción de la probeta a través del cual se materialice dicho plano de carga.

Como la respuesta del material es altamente dependiente de la temperatura, la temperatura será una variable más para el ensayo. El ensayo de tracción indirecta tiene validez para materiales de comportamiento fundamentalmente elástico y lineal. La norma indica el uso de una temperatura de  $25 \pm 1$  °C, pero permite el uso de otras temperaturas para analizar la susceptibilidad térmica de la mezcla en estudio y sugiere que no se utilicen temperaturas superiores al punto de reblandecimiento del ligante por ser predominante el carácter viscoso de las mezclas

**Figura 2.3**

(a) Configuración de la carga y (b) rotura del ensayo de tracción indirecta



**Fuente:** Capitulo II – Ensayo tracción indirecta – UPC ( Sitio internet )

El ensayo de tracción indirecta no sólo da información de la resistencia a tracción indirecta, sino que también nos informa sobre propiedades elásticas resilientes (módulo de elasticidad estático o dinámico en función del tipo de carga aplicada), fisuración térmica, fisuración por fatiga, deformación permanente y puede utilizarse para evaluar el efecto de la humedad en mezclas bituminosas.

## 2.10. PAVIMENTOS

### 2.10.1. DEFINICIÓN

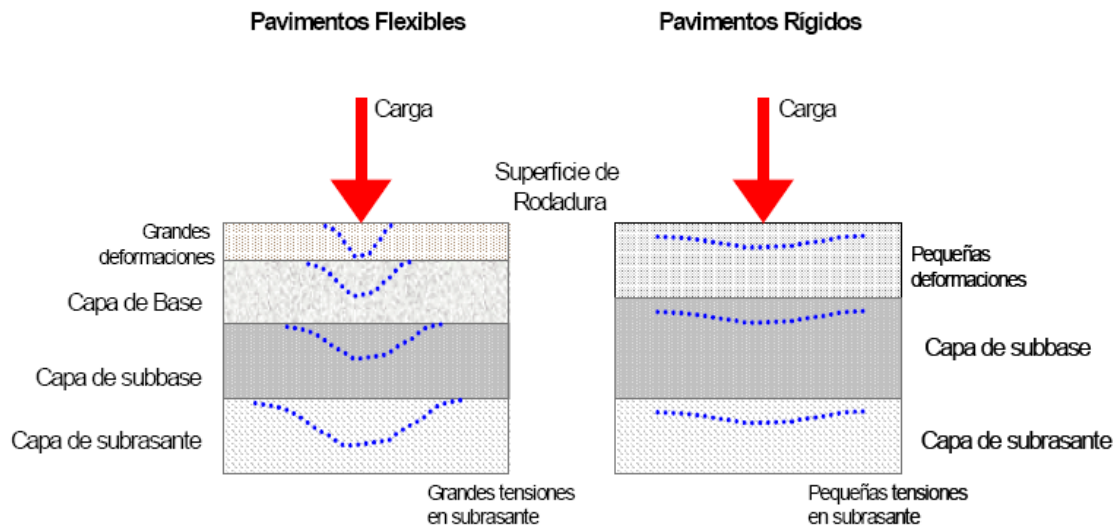
Un pavimento puede definirse como una estructura o sistema estructural formado por un conjunto de capas de materiales y dimensiones apropiados, comprendidas entre el nivel superior del terreno de fundación o subrasante y la superficie de rodamiento o rodadura, cuyas funciones fundamentales son las de proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, de color y textura adecuados, resistente a la acción del tránsito (como carga o acción principal), de la intemperie y otros agentes perjudiciales, así como transmitir adecuadamente los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito a las terracerías y suelo de fundación. Es decir, el pavimento es la superestructura de una vía de comunicación (carretera, calle o aeropista), que hace posible el tránsito de vehículos y aeronaves con la comodidad, seguridad y economía, previstos en la etapa de planificación y diseño del proyecto.

#### **2.10.2. TIPOS DE PAVIMENTOS**

Hay tres clases de pavimentos, dependiendo del material de construcción y de la forma como reciben y controlan las cargas de los vehículos: flexibles, articulados y rígidos. El comportamiento de los mismos al aplicarse cargas es muy diferente, tal como puede verse en la figura.

#### **Figura 2.4.**

Comportamiento de pavimentos flexible y rígido.



**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

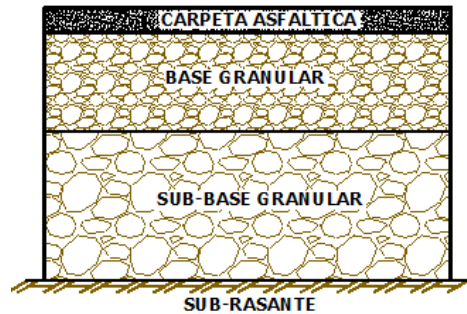
### 2.10.2.1. PAVIMENTO FLEXIBLE

En general, se llama pavimento flexible al que está constituido por una carpeta o capa bituminosa, apoyada generalmente sobre dos capas no rígidas, habitualmente de materiales o suelos granulares, denominadas, base y sub base; la primera, situada sobre la segunda. Sin embargo, en función de las características particulares de cada caso, es posible prescindir de cualquiera de estas dos capas.

**Figura 2.5**



Sección típica de un pavimento flexible de hormigón asfáltico (carpeta).



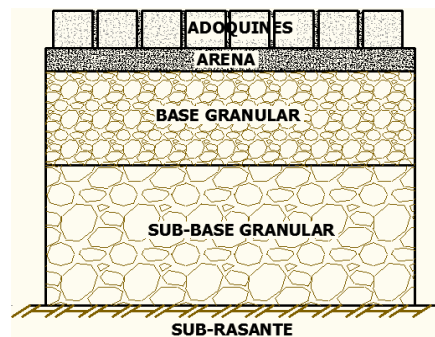
**Fuente:** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

El pavimento flexible resulta más económico en su construcción inicial, tiene un período de vida de entre 10 y 15 años, pero tienen la desventaja de requerir mantenimiento periódico para cumplir con su vida útil.

#### 2.10.2.2. PAVIMENTO ARTICULADO

Construidos con adoquines (bloques de concreto o arcilla prefabricados), que se colocan sobre una capa de arena. Esta, se apoya sobre una capa granular o directamente sobre la sub rasante.

**Figura 2.6** Estructuración típica de un pavimento articulado.



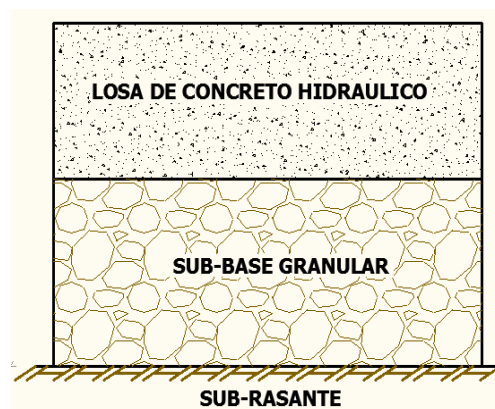
**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

#### 2.10.2.3. PAVIMENTO RÍGIDO

Los pavimentos rígidos son aquellos que están constituidos, generalmente, por una losa de hormigón hidráulico, apoyada sobre el suelo de fundación (sub rasante) o sobre una capa de material seleccionado denominada sub base. Cuando la subrasante o suelo de fundación tenga una calidad suficientemente buena, la losa de hormigón puede disponerse directamente sobre el mismo, prescindiéndose de la sub base. Se trata que la losa de hormigón tenga un apoyo suficientemente uniforme, estable y resistente.

**Figura 2.7**

Sección típica de un pavimento rígido de hormigón hidráulico.



**Fuente :** Metodologías De Diseño De Pavimentos Flexibles: Tendencias, Alcances Y Limitaciones-Hugo Alexander Rondón Quintana/ Freddy Alberto Reyes Lizcano-Bogotá Colombia 2007

Tiene un costo inicial más elevado que los pavimentos flexibles y su período de vida varía entre 20 y 40 años. El mantenimiento que requiere es mínimo y se orienta generalmente al tratamiento de juntas de las losas.

## 2.11. DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS

Para el dimensionamiento de un pavimento se debe realizar la investigación de campo o la recopilación de información. Esta investigación comprende la búsqueda de la información disponible, los análisis de tráfico, la calidad de materiales, clima y otros aspectos necesarios para el diseño.

Antes de proceder a la toma de decisión sobre la metodología de investigación a utilizar en un proyecto en particular, debe realizarse un análisis de toda la información disponible.

- La calidad de los materiales disponibles en canteras y zonas locales.
- Evaluación de la sub rasante.
- Ensayos de laboratorio.
- La planimetría y los niveles finales del pavimento.

En lo posible debe recopilarse la mayor cantidad de información disponible sobre el tráfico y en caso de no contar con ella, realizar las estimaciones necesarias.

Luego de realizar la debida recopilación de datos, trabajos de campo y los ensayos de laboratorio, se procede al diseño correspondiente. El procedimiento de diseño consiste en escoger una adecuada combinación de espesores de capas y características de materiales para que los esfuerzos y deformaciones 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.

## **2.12. TIPOLOGÍAS DE DETERIOROS DE LOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.**

La durabilidad de las mezclas asfálticas es una propiedad básica de los pavimentos, deben presentar resistencia al agotamiento y a la acción del agua. La durabilidad potencial es la resistencia de la mezcla asfáltica a las combinaciones de cambios de temperatura y efectos de agua, por lo tanto, la baja durabilidad potencial de las capas del paquete asfáltico es una de las principales razones que más influyen en el deterioro y el agotamiento de las buenas condiciones de servicio de los pavimentos.

Los deterioros de los pavimentos asfálticos se deben a una serie de factores como lo pueden ser el medioambiente (lluvia, gradientes de temperatura), tráfico (cargas por eje, presión de inflado de los neumáticos, intensidad), materiales inadecuados, procesos de elaboración de las mezclas inapropiados, técnicas de construcción deficientes (transporte, extensión y compactación), fórmula de trabajo deficiente. Todos estos defectos se pueden detectar una vez que se haya concluido la obra, como por ejemplo una mala textura superficial, geometría, aspecto y también estos defectos se pueden detectar en un periodo considerable de tiempo durante la vida de servicio del pavimento, los cuales son objeto de estudios y clasificaciones cada vez más rigurosas, indican la patología en general del firme.

Se mencionan a continuación los deterioros o fallos debidos solamente a formulaciones defectuosas de las mezclas asfálticas y de su puesta en obra.

## **2.13. METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN DE DETERIOROS EN PAVIMENTOS**

### **2.13.1 DEFINICIÓN DE SECCIÓN**

Porque los tramos son típicamente unidades grandes en la red de pavimento, esto hace que no siempre tengan las mismas características a lo largo de toda su área o longitud.

Por esta razón es que los tramos son divididos en pequeños componentes denominadas “Secciones” para propósitos evaluativos. Una sección puede ser vista como una pequeña unidad administrativa cuando se considere la aplicación y la selección del tratamiento de Mantenimiento y Rehabilitación. Los factores que se consideran cuando se divide un tramo en secciones son: estructura del pavimento, tráfico, historia constructiva, categoría del pavimento (o clasificación funcional), facilidad de drenaje y hombreras, y su condición.

**a) Estructura del pavimento.-** Este es uno de los más importantes criterios de división de un tramo en secciones. La composición estructural (espesores y materiales), debe ser constante a lo largo de la sección entera.

**b) Tráfico.-** El volumen y la intensidad de carga del tráfico deben ser consistentes en cada sección individual. Para los caminos y calles, la consideración primaria debe ser dada al tráfico de camiones. Una intersección se puede tratar como una sección separada si tiene mucho volumen de tráfico que circunda el pavimento.

Para dividir carreteras, es recomendable separar las secciones por cada dirección de tráfico por carriles de ida y vuelta).

**c) Historia Constructiva.-** Todo pavimento con una sección dada, debería tener una historia constructiva consecuente. Los pavimentos construidos durante diferentes períodos de tiempo, por diferentes contratistas o usando diferentes materiales o técnicas, deberían considerarse como secciones separadas. Las áreas que han recibido reparaciones mayores como muchos reemplazos de losa o parches también deben ser divididas en las secciones separadas.

**d) Categoría del Pavimento.-** Si la categoría (o clasificación funcional) cambia a lo largo de la longitud del “tramo”, por ejemplo, de primaria a secundaria (o arterial a colectora), una división de sección debe generarse.

e) **Facilidad de Drenaje y Hombreras.**- Se recomienda que cada sección tenga las mismas características de aprovisionamiento de hombreras y el mismo grado de drenaje.

f) **Condiciones.**- Después de que cada sección se inspecciona inicialmente, la condición del pavimento dentro de la sección podría usarse para subdividirla en otras secciones si existe una variación considerable en la condición. La condición es una variable importante porque refleja muchos de los factores discutidos previamente. Los cambios en los tipos de anomalías, cantidades, o causas deben tomarse en cuenta. Después de que cada sección se inspecciona inicialmente, la condición del pavimento dentro de la sección podría usarse para subdividirla en otras secciones si existe una variación considerable en la condición. La condición es una variable importante porque refleja muchos de los factores discutidos previamente. Los cambios en los tipos de anomalías, cantidades, o causas deben tomarse en cuenta.

En líneas generales el procedimiento consiste en dividir la vía en estudio en secciones o “unidades de muestreo”, cuyas dimensiones varían de acuerdo con los tipos de vía y de capa de rodamiento, así por ejemplo en el caso de carreteras con capa de rodamiento asfáltica y ancho menor de 7.30 m. se tiene que el área de la unidad de muestreo debe estar en el rango entre  $230.0 \pm 93.0 \text{ m}^2$  y que están en función del ancho de calzada.

**Cuadro 2.8**

<b>LONGITUDES DE UNIDADES DE MUESTREO ASFÁLTICAS</b>	
<b>Ancho de calzada(m)</b>	<b>Longitud de la unidad de muestreo(m)</b>
5.0	46.0
5.5	41.8
6.0	38.3
6.5	35.4
7.3(máximo)	31.5

**Fuente:** Maestría en Vías terrestres - Modulo III – Diseño de Pavimentos I – Evaluación de Pavimentos : Ing. Maylin Corros B. , Ing. Ernesto Urbáez P. , Ing. Gustavo Corredor M.

### **2.13.2 DEFINICIÓN DEL PCI**

El PCI es un índice numérico, que varía de 0 para pavimentos fallados, a 100 para pavimentos en perfectas condiciones. El cálculo del PCI está basado en los resultados de una inspección visual de la superficie en la cual el tipo de anomalía, severidad y cantidad son identificados. El PCI fue desarrollado para proporcionar un índice de la integridad estructural del pavimento y condición operacional de la superficie. La información de anomalías obtenida como la parte del estudio de la condición de PCI proporciona una visión de las causas de anomalía, y si es relativo a la carga o al clima. El grado de deterioración del pavimento es una función del tipo de anomalía, severidad de anomalía, y cantidad o densidad de anomalía. Debido al número grande de condiciones posibles, producir un índice que tendría en cuenta los tres factores era un problema considerable. Para superar este problema, “los valores deducidos” se introdujeron como un tipo de factor clave para indicar el grado de efecto que cada combinación de tipo de anomalía, nivel de severidad y la densidad de anomalía tiene la condición del pavimento.

Para determinar el PCI de una sección de pavimento, primero se divide la sección en unidades de inspección, llamadas “Unidades de Prueba”.

### **2.13.3 DIVISIÓN DEL PAVIMENTO EN UNIDADES DE PRUEBA**

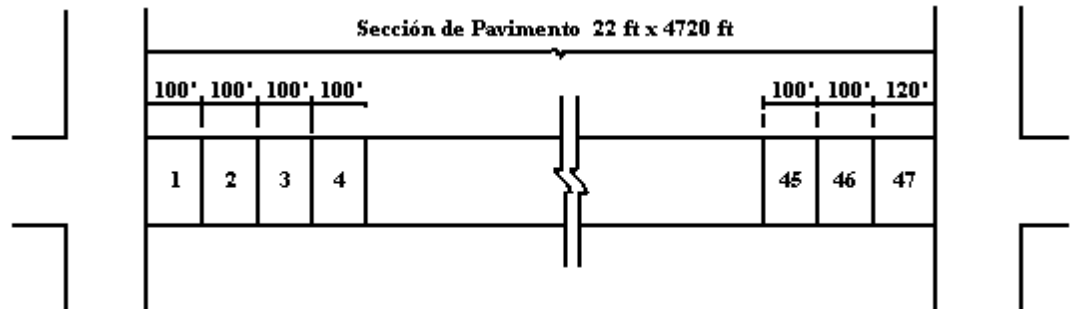
Una unidad de prueba es convenientemente definida como una porción de una sección de pavimento designada solo con los propósitos de la inspección del pavimento. Para caminos sin pavimento y para caminos recubiertos de asfalto (incluidos asfalto sobre concreto), una unidad de prueba está definida como un área de  $2500 \pm 1000$  pies<sup>2</sup> ( $232 \pm 93$  m<sup>2</sup>).

Una importante consideración en la división de una “sección de pavimento” en “unidades de prueba” es la conveniencia. Por ejemplo, una sección de pavimento de asfalto de 22 pies de ancho por 4720 pies de largo (Fig. 2.3), se puede dividir en 46

unidades de prueba de 22 pies de ancho por 100 pies de largo para un tamaño de unidad de prueba de 2200 pies<sup>2</sup> y la última de 22 pies por 120 pies, o 2640 pies<sup>2</sup>.

**Figura 2.8**

Ejemplo de una sección de pavimento dividida en unidades de prueba.



**Fuente:** Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

## 2.13.4 INSPECCIÓN A NIVEL DE PROYECTO DE EVALUACIÓN

### 2.13.4.1. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE UNIDADES DE PRUEBA A SER INSPECCIONADOS

El primer paso en la evaluación es determinar el número mínimo de unidades de prueba ( $n$ ) que serán evaluadas para obtener una adecuada estimación del PCI de la sección. Este número es determinado para una evaluación de nivel de proyecto usando las curvas mostradas en la Fig. 2.6 . Usando este número, se obtendrá una estimación razonable del PCI verdadero de la sección. El 95% de los casos, el valor estimado está dentro de ( $\pm$ ) 5 puntos del PCI verdadero.



$$n = \frac{N \cdot s^2}{\left(\frac{e^2}{4}\right) \cdot (N-1) + s^2}$$

Ecua. (2.1)

donde:

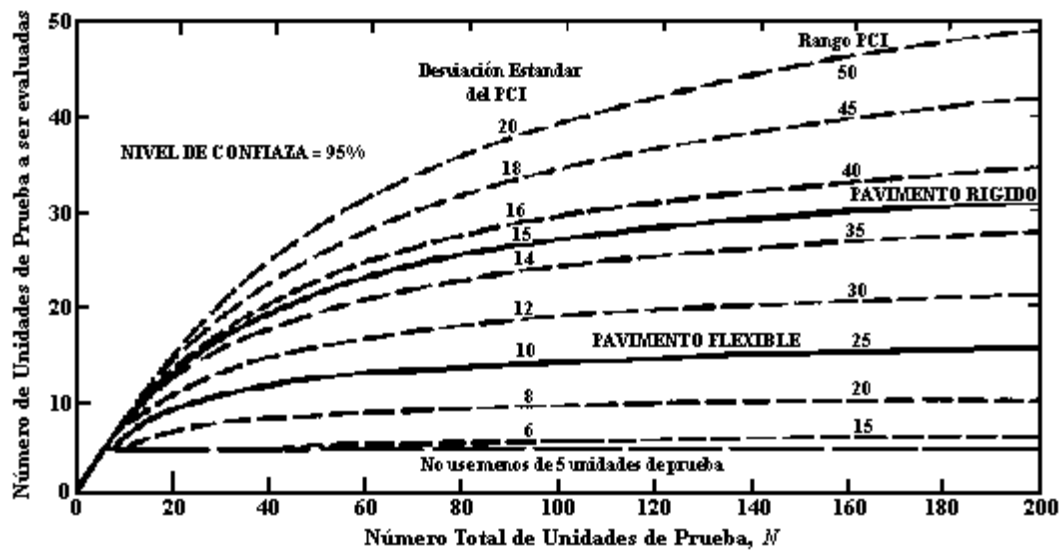
$N$  = número total de unidades de prueba en la sección de pavimento

$e$  = error permitido en la estimación de la sección PCI ( $e = 5$ )

$s$  = desviación estándar del PCI entre las unidades de prueba en la sección ( $s=10$ )

Figura 2.9

Selección del Número Mínimo de Unidades de Prueba.



**Fuente:** Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

Las curvas en la Figura 2.9 pueden usarse basadas en la desviación estándar de PCI entre las unidades de prueba, o rango de PCI (es decir, el PCI de la unidad de prueba más baja se dedujo del PCI de la unidad de prueba más alta). Al realizar la inspección inicial, la desviación estándar del PCI para una sección del pavimento se asume como 10 para pavimentos superficiales de concreto asfáltico (AC) (o rango de PCI de 25) y

15 para pavimentos superficiales de concreto de cemento Portland (PCC) (o rango de PCI de 35).

#### 2.13.4.2. SELECCIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA PARA INSPECCIONAR

Es recomendable que las unidades de prueba a ser inspeccionadas estén espaciadas a iguales intervalos a lo largo de la sección; y que el primero sea elegido de forma aleatoria. Esta técnica, conocida como el “Sistema Aleatorio”, se ilustra en la figura 2.6 y consiste en los siguientes tres pasos:

**Figura 2.10**

Ejemplo de Muestreo Sistemático Aleatorio.

Número Total de Unidades de Prueba en la Sección ( $N$ ) = 47  
 Número Mínimo de Unidades a ser evaluadas ( $n$ ) = 13  
 Intervalo ( $i$ ) =  $\frac{N}{n} = \frac{47}{13} = 3.6 = 3$   
 Partida Aleatoria ( $S$ ) = 3



**Fuente:** Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots, M. Y. Shahin, 1994

1.- El intervalo de muestreo ( $i$ ) es determinado por:

$$i = \frac{N}{n}$$

**Ec. 2.2**

Donde :

$N$  = al número total de unidades de prueba disponibles

$n$  = número mínimo de unidades de prueba a ser examinados

El intervalo de muestreo ( $i$ ) es redondeado al número próximo menor (es decir, 3,6 es redondeado a 3).

2.- La(s) partida(s) aleatoria(s) se selecciona(n) de forma aleatoria, entre la primera unidad de prueba 1 y el intervalo de muestreo ( $i$ ). Por ejemplo, si  $i = 3$ , las partidas aleatorias estarían entre 1 y 3.

3.- Si la partida seleccionada es 3, y el intervalo de muestreo es 3, entonces las unidades de prueba a ser evaluadas son 6, 9, 12, etc.

### **2.13.5 PROCEDIMIENTO PARA LA MEDICIÓN DEL PCI**

1. Una vez registradas las fallas según el tipo y severidad, se suma la cantidad total de cada tipo de falla por cada nivel de severidad y se registra en la columna denominada "Total". Las unidades empleadas son generalmente  $m^2$ ,  $m$ , unidad, dependiendo del tipo de falla.

2. Para obtener la densidad porcentual para cada tipo de falla y nivel de severidad, se divide la cantidad total entre el área de la unidad muestra, este resultado se multiplica a su vez por 100.

3. Determinar el valor deducido (DV) de cada tipo de falla y nivel de severidad empleando las curvas de valor deducido.

4. Determinar el máximo valor deducido (CDV). Para ello es necesario seguir los siguientes pasos:

5. Si ninguno o solo un valor deducido (DV) es mayor que dos. El valor total es usado en lugar del máximo CDV, sino el máximo CDV puede ser determinado como se describe a continuación.

6. Se debe crear una lista de valores deducidos individuales ordenados de maneras descendente

7. Determinar el número de deducciones permisibles ( $m$ ) empleando la siguiente ecuación:

$$m = 1 + \left( \frac{9}{98} \right) (100 - HDV) \leq 10$$

**Ecu. 2.3**

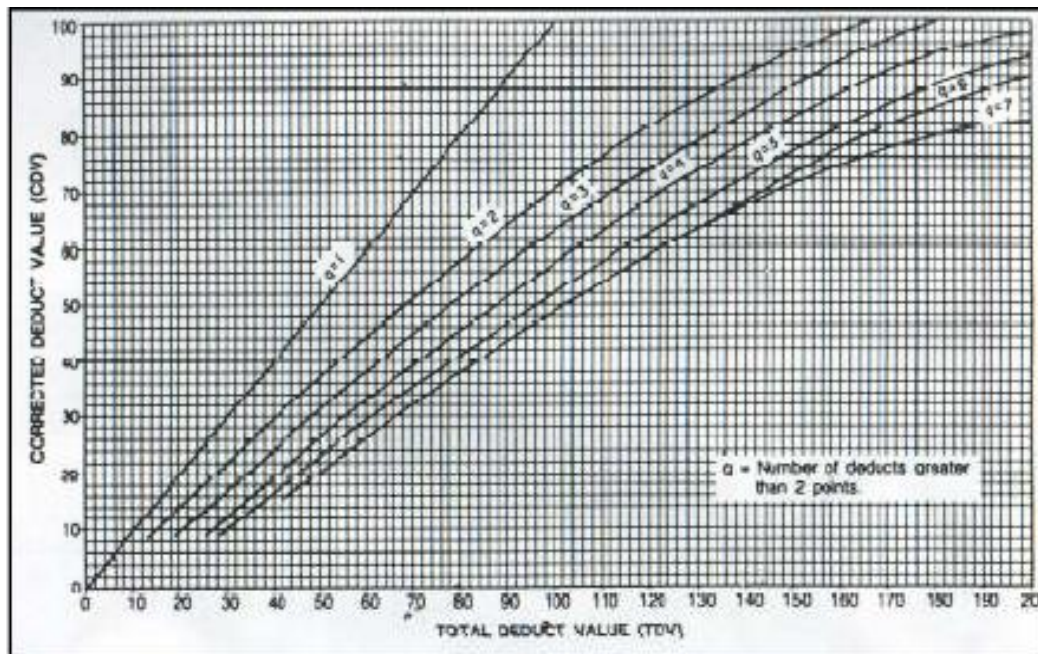
Donde:

$m$  = número admisible máximo de DV incluyendo fracciones (debe ser menor o igual a diez).

HDV = el mayor valor deducido individual para la unidad de muestra

8. Determinar el valor deducido total (CDT), este valor es la suma de los valores deducidos individuales.
9. Hallar  $q$  como el número de valores deducidos mayores a dos.
10. Determinar el valor de CDV en forma iterativa a partir de CDT y de  $q$ , empleando las graficas de corrección

**Figura 2.11** Corrección de valores deducidos



**Fuente:** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología, Univ. “A.J.M.S”, Tarija-Bolivia

### 2.13.5.1. CÁLCULO DEL PCI DE UNA UNIDAD DE PRUEBA

Cuando la evaluación de condiciones se ha completado para cada unidad de prueba elegida, los resultados son usados para hallar el PCI. El cálculo del PCI está basado en valores deducidos indicados para cada anomalía. El cálculo de PCI está basado en los factores deducidos de los valores de peso que de 0 a 100 indican el impacto que cada anomalía tiene en la condición del pavimento. Un valor deducido de 0 indica que un anomalía no tiene efecto en el rendimiento del pavimento; de esa manera, un valor de 100 indica un anomalía sumamente serio.

$$PCI = 100 - CDV_{\max}$$

**Ecua. 2.4**

Donde :

CDV máx. = Es el mayor.

PCI = Condición del tramo

### **Cuadro 2.9**

Rangos de Calificación del PCI

<b>Rango</b>	<b>Clasificación</b>
100 – 85	Excelente
85 – 70	Muy Bueno
70 – 55	Bueno
55 – 40	Regular
40 – 25	Malo
25 – 10	Muy Malo
10 – 0	Fallado

**Fuente :** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología , Univ . “A.J.M.S” , Tarija-Bolivia

#### **2.13.5.2. CÁLCULO DEL PCI PARA UNA SECCIÓN**

Si todas las unidades de prueba en la sección son evaluadas, el PCI de la sección es calculada como la media de los PCI's de todas las unidades de prueba.

Si todas las unidades de prueba evaluadas son seleccionadas usando en Sistema Aleatorio o en base al más representativo de la sección, el PCI de la sección es determinado por la media de los PCI's de la unidad de prueba inspeccionada.

Si alguna unidad de prueba adicional es inspeccionada, una media ponderada debe ser usada. La media ponderada es computada usando la siguiente ecuación:

$$PCI_s = \frac{(N - A) \cdot PCI_r + A \cdot PCI_a}{N} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde:

PCIs = PCI de la sección pavimentada

PCIr = PCI medio de las muestras aleatorias (o representativas)

PCIa = PCI medio de las muestras adicionales

N = número total de muestras en la sección

A = número total de muestras adicionales inspeccionadas

### 2.13.5.3. MODELO DE PLANILLA DE CAMPO Y TIPO DE FALLAS A SER CONSIDERADAS EN LA INSPECCION DEL PAVIMENTO

**Figura 2.12**

Formato de exploración de condición para carreteras en superficie asfáltica

EXPLORACIÓN DE LA CONDICIÓN POR UNIDAD DE MUESTREO				ESQUEMA		
ZONA	ABSCISA INICIAL	UNIDAD DE MUESTREO				
CÓDIGO VÍA	ABSCISA FINAL	ÁREA MUESTREO (m <sup>2</sup> )				
INSPECCIONADA POR		FECHA				
No.	Daño	No.	Daño			
1	Piel de cocodrilo.	11	Parcheo.			
2	Exudación.	12	Pulimento de agregados.			
3	Agrietamiento en bloque.	13	Huecos.			
4	Abultamientos y hundimientos.	14	Cruce de vía férrea.			
5	Corrugación.	15	Ahuellamiento.			
6	Depresión.	16	Desplazamiento.			
7	Grieta de borde.	17	Grieta parabólica (slippage)			
8	Grieta de reflexión de junta.	18	Hinchamiento.			
9	Desnivel carril / berma.	19	Desprendimiento de agregados.			
10	Grietas long y transversal.					
Daño	Severidad	Cantidades parciales		Total	Densidad (%)	Valor deducido

**Fuente :** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología , Univ . “A.J.M.S” , Tarija-Bolivia

## **2.14 INTRODUCCIÓN A LAS FALLAS EN LAS MEZCLAS ASFALTICAS**

Las mezclas asfálticas son una combinación de agregados pétreos y cemento asfáltico que forman parte de un sistema multicapas denominado pavimento. Estas, están destinadas a ser la capa de rodamiento así como a proteger a las capas granulares de base subyacente de las inclemencias climáticas y de la circulación de los vehículos. Por otro lado son las que reciben la incidencia directa de las cargas debiendo absorber la mayor parte de esa energía.

Por tanto el desempeño (performance) de una mezcla asfáltica es de gran importancia para asegurar:

- Confort y resistencia al tránsito.
- Resistencia a las condiciones climáticas.
- Reducir las tensiones provocadas por el tránsito a valores admisibles para la base granular por debajo de ella.

Varios factores afectan el desempeño de un pavimento incluyendo la temperatura, la tensión de carga, el envejecimiento y la humedad. La valoración del desempeño de una mezcla asfáltica debe ser parte primordial del diseño de manera de obtener un pavimento resistente y durable a lo largo de su vida útil.

Actualmente los pavimentos son sometidos a mayores volúmenes de tránsito, mayores cargas y condiciones climáticas extremas. El diseño, caracterización y evaluación del pavimento en laboratorio se hace estudiando su comportamiento teniendo en cuenta los diferentes modos de falla. Las fallas que presenta un pavimento pueden dividirse en fisuraciones (térmica o por fatiga) y deformaciones permanentes. Una breve descripción de cada una de ellas se realiza a continuación.

### **2.14.1 FALLAS EN MEZCLAS ASFÁLTICAS**

Varios factores afectan el desempeño de un pavimento incluyendo la temperatura, la tensión de carga, el envejecimiento y la humedad. La valoración del desempeño de una mezcla asfáltica debe ser parte primordial del diseño de manera de obtener un pavimento resistente y durable a lo largo de su vida útil.

Actualmente los pavimentos son sometidos a mayores volúmenes de tránsito, mayores cargas y condiciones climáticas extremas. El diseño, caracterización y evaluación del pavimento en laboratorio se hace estudiando su comportamiento teniendo en cuenta los diferentes modos de falla. Las fallas que presenta un pavimento pueden dividirse en fisuraciones (térmica o por fatiga) y deformaciones permanentes..

#### **2.14.1.1 FISURACION EN CARPETAS ASFÁLTICAS**

La fisuración es un fenómeno complejo que puede ser causado por varios factores. Se asocia con tensiones inducidas en el pavimento producto de las cargas de tránsito, variaciones de temperatura o una combinación de ambas. Una mezcla asfáltica, a partir de contener un ligante asfáltico, tiene un comportamiento visco elástico. Si una mezcla asfáltica es sometida a una deformación que se mantiene constante en el tiempo una tensión se induce en la misma. Dependiendo de la temperatura, esa tensión se disipará más o menos rápido. Esto se conoce como relajación. A altas temperaturas la relajación se produce en pocos minutos mientras que puede llevar horas, o incluso días, a bajas temperaturas del pavimento.

La fisuración ocurre cuando la tensión inducida por las cargas de tránsito y/o variaciones térmicas excede la resistencia a tracción de la mezcla. Este punto no se alcanza inmediatamente sino que se produce en sucesivos ciclos de carga y descarga que van consumiendo la capacidad de la mezcla de resistir las tensiones inducidas.

Es conocido que el asfalto en la mezcla va sufriendo a lo largo del tiempo un proceso de oxidación y envejecimiento. Esto genera un endurecimiento del ligante y una



disminución en su capacidad de relajación. Este hecho reduce la resistencia a la fisuración de una mezcla asfáltica.

#### **2.14.1.1.1 CAUSAS**

En forma más general se habla de fisuración por fatiga y fisuración térmica. La fisuración por fatiga se asocia a temperaturas medias del pavimento entre 10 a 30 °C y es producto de la acción sucesiva de las cargas o de ciclos térmicos. Por su parte la fisuración térmica se produce en un solo ciclo de enfriamiento. La mezcla se enfría y, al impedir las capas inferiores la libre contracción, se generan tensiones que de superar la resistencia a tracción provocarán la fisuración. Este tipo de fisuración se da a temperaturas muy por debajo de los 0 °C.

#### **2.14.1.1.2 FISURAS POR FATIGA**

Son una serie de fisuras interconectadas con patrones irregulares, 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, en donde desarrollan un parecido con la piel de cocodrilo.

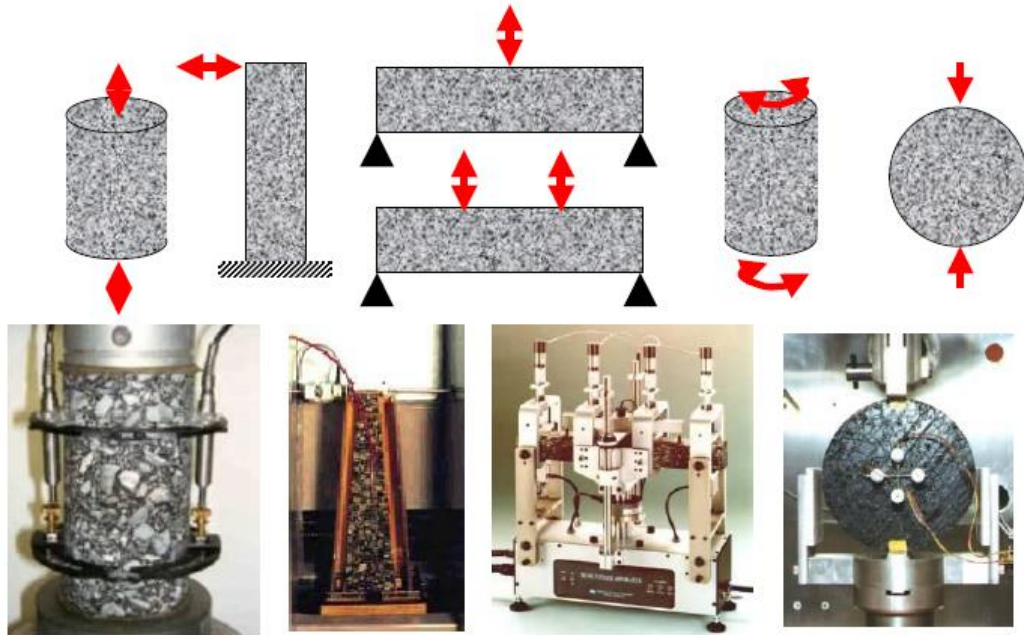
**Figura 2.13**  
Fisuras por Fatiga en campo



**Fuente :** Deterioros en Capas Asfálticas : Fisuración – Jornadas Técnicas Comisión Permanente del Asfalto Argentina – Mg. Ing. Fernando Martínez

**Figura 2.14**

### Fatiga de mezclas asfálticas en laboratorio



**Fuente :** Deterioros en Capas Asfálticas : Fisuración – Jornadas Técnicas Comisión Permanente del Asfalto Argentina – Mg. Ing. Fernando Martínez

#### 2.14.1.1.2.1 CAUSAS

La causa más frecuente es la falla por fatiga de la estructura o de la carpeta asfáltica principalmente debido a:

- ✓ Espesor de estructura insuficiente.
- ✓ Deformaciones de la subrasante.
- ✓ Rigidización de la mezcla asfáltica en zonas de carga (por oxidación del asfalto o envejecimiento).
- ✓ Problemas de drenaje que afectan los materiales granulares.
- ✓ Compactación deficiente de las capas granulares o asfálticas
- ✓ Deficiencias en la elaboración de la mezcla asfáltica: exceso de mortero en la mezcla, uso de asfalto de alta penetración (hace deformable la mezcla), deficiencia de asfalto en la mezcla (reduce el módulo).
- ✓ Reparaciones mal ejecutadas, juntas mal elaboradas e implementación de reparaciones que no corrigen el daño.

#### **2.14.1.1.2.2. TRATAMIENTO**

La solución más adecuada para este tipo de fallas es la escarificación profunda con retiro de la estructura del pavimento deteriorada, en algunos casos es necesario el saneamiento del terreno natural o de fundación, el procedimiento se describe a continuación:

- Se procede a la demarcación de la zona afectada utilizando pintura, dejan siempre una franja de seguridad en terreno no afectado.
- Utilizando un compresor y martillo de pala, se perfora profundamente hasta la base. Si la base y la carpeta de rodamiento son pequeñas, se fracciona el área en pequeños fragmentos y se extrae manualmente, si el área es grande se deberá emplear un equipo retroexcavador o similar (ligero).

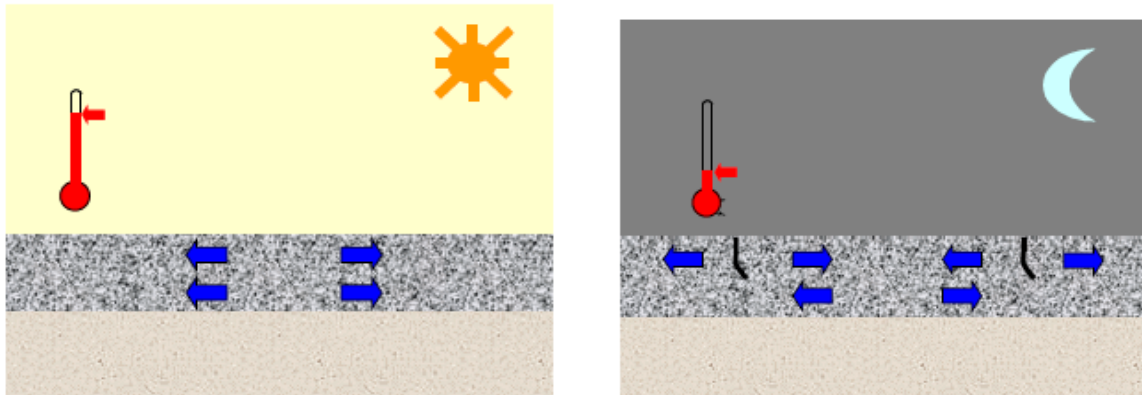
- Se revisa la base, si está saturada o contaminada se debe retirar y sustituir por piedra picada o material integral CBR > 60%, el espesor mínimo de un material de base en un bacheo será de 15.0 cm.
- El bacheo se efectuará utilizando concreto asfáltico en caliente y el procedimiento de colocación y compactación para cada caso se hará siguiendo lo especificado en las normas.

#### 2.14.1.1.3. FISURAS TÉRMICAS

En este tipo de falla la superficie del asfalto es dividida en bloques de forma más o menos rectangular. Este deterioro difiere de la piel de cocodrilo en que este aparece en áreas sometidas a carga, mientras que los bloques aparecen usualmente en áreas no cargadas. Sin embargo, se pueden encontrar fisuras en bloque que han evolucionado en piel de cocodrilo debido al tránsito.

**Figura 2.15**

Fisuras de origen térmico en las capas asfálticas



**Fuente :** Deterioros en capas asfálticas - Jornadas Tecnicas , Comision Permanente del asfalto Argentina – Mg. Ing. Fernando Martinez

**Figura 2.16**

### Fisuración térmica en campo



**Fuente :** Deterioros en pavimentos flexibles y rígidos – Univ. Austral de Chile

#### 2.14.1.1.3.1 CAUSAS

- ✓ Es causada principalmente por la contracción del pavimento asfáltico debido a la variación de la temperatura durante el día, lo que se produce en ciclos de esfuerzo – deformación sobre la mezcla. La presencia de este tipo de fisuras indica que el asfalto se ha endurecido, lo cual sucede debido al envejecimiento de la mezcla o al uso de un tipo de asfalto inapropiado para el clima de la zona.
- ✓ Reflejo de grietas de contracción provenientes de materiales estabilizados utilizados como base.
- ✓ Combinación del cambio volumétrico del agregado fino de la mezcla asfáltica con el uso de un asfalto de baja penetración.
- ✓ Espesor del pavimento inadecuado para el nivel de solicitaciones baja capacidad de soporte de la subrasante.

#### 2.14.1.1.3.2 TRATAMIENTO

La solución mas adecuada para este tipo de falla es la escarificación superficial de la carpeta de rodamiento , el procedimiento de reparación se describe a continuación .

- Se procede a la demarcación de la zona afectada utilizando pintura y dejando una franja de seguridad en área no afectada , este procedimiento debe ser ejecutado conjuntamente con la inspección.
- Se procede a la escarificación o fresado utilizando una maquinaria pesada de precisión y cortando 5.0 cm del pavimento asfáltico existente.
- El material proveniente del corte será ubicado en los sitios que las normas ( INVIAL ) determine o utilizado con base granular en las vías agrícolas cercanas al sitio de trabajo.
- Antes de colocar el refuerzo de la carpeta se debe aplicar un riego de adherencia de Rc 250 o emulsión catiónica .

## **2.15. MEDICIÓN DE DEFLEXIONES**

### **2.15.1 GENERALIDADES**

Las deflexiones producidas en la superficie de un pavimento flexible, por acción de cargas vehiculares, pueden ser determinadas haciendo uso de deflectómetros tales como el denominado "Viga Benkelman". Llamado así en honor al Ing. A.C. Benkelman, quién la desarrolló en 1953 como parte del programa de ensayos viales de la WASHO (WASHO Road Test). Desde entonces su uso se ha difundido ampliamente en proyectos de evaluación estructural de pavimentos flexibles, tanto por su practicidad como por la naturaleza directa y objetiva de los resultados que proporciona.

### **2.15.2. LA VIGA BENKELMAN**

El deflectómetro Benkelman funciona según el principio de la palanca. Es un instrumento completamente mecánico y de diseño simple. Según se esquematiza en la **figura 2.17**, la viga consta esencialmente de dos partes: (1) Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y

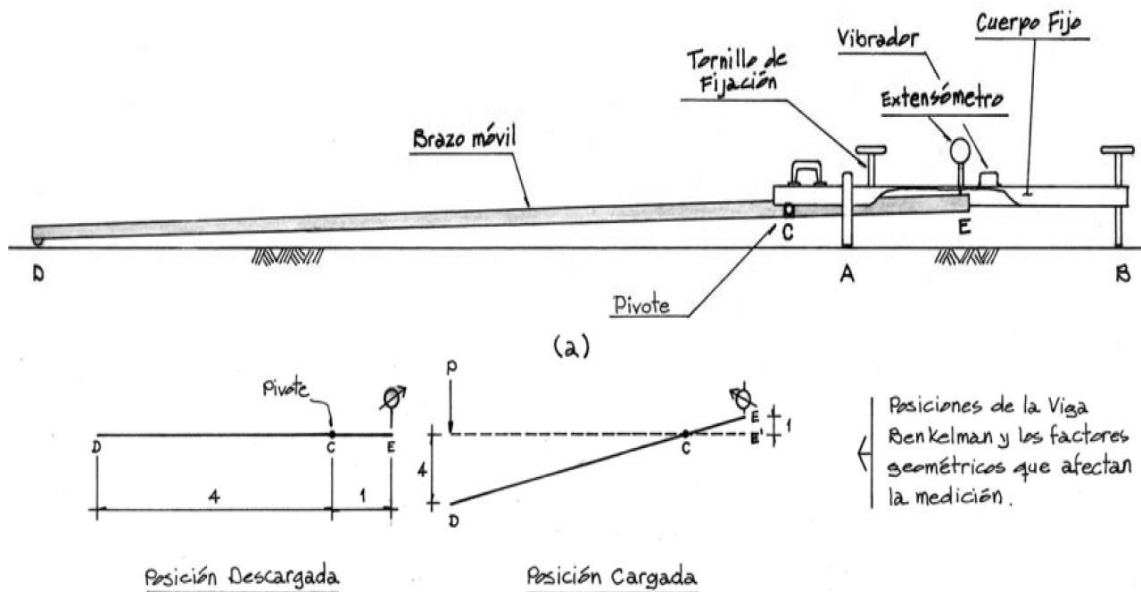
uno trasero regulable "B") y (2) Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote "C", uno de cuyos extremos apoya sobre el terreno (punto "D") y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago de un extensómetro de movimiento vertical (punto "E"). Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado que al ser accionado, durante la realización de los ensayos, evita que el indicador del dial se trabe y/o que cualquier interferencia exterior afecte las lecturas, como se verá más adelante.

El extremo "D" o "punta de la viga" es de espesor tal que puede ser colocado entre una de las llantas dobles del eje trasero de un camión cargado. Por el peso aplicado se produce una deformación del pavimento, consecuencia de lo cual la punta baja una cierta cantidad, con respecto al nivel descargado de la superficie. Como efecto de dicha acción el brazo DE gira en torno al punto fijo "C", con respecto al cuerpo AB, determinando que el extremo "E" produzca un movimiento vertical en el vástago del extensómetro apoyado en él, generando así una lectura en el dial indicador. Si se retiran luego las llantas cargadas, el punto "D" se recupera en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior se genera otra lectura en el dial del extensómetro. La operación expuesta representa el "principio de medición" con la Viga Benkelman. Lo que se hace después son sólo cálculos en base a los datos recogidos. Así, con las dos lecturas obtenidas es posible determinar cuánto deflectó el pavimento en el lugar subyacente al punto "D" de la viga, durante el procedimiento descrito. Es de anotar que en realidad lo que se mide es la recuperación del punto "D" al remover la carga (rebote elástico) y no la deformación al colocar ésta. Para calcular la deflexión deberá considerarse la geometría de la viga, toda vez que los valores dados por el extensómetro (EE') no están en escala real sino que dependen de la relación de brazos.

**Figura 2.17**



## Partes de Viga Benkelman.



**Fuente :** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología , Univ . “A.J.M.S” , Tarija-Bolivia

### 2.15.3 EQUIPO REQUERIDO

El equipo mínimo para la realización de ensayos de medición de deflexiones es el siguiente:

- Deflectómetro Viga Benkelman, ya sea analógico o digital (con relación de brazos 1:2 (analógica) o 1:1 (digital)).
- Extensómetro con dial indicador de divisiones cada 0.01 mm en caso de que sea una viga analógica.
- Camión cargado, con eje trasero de 18000 libras igualmente distribuidas en un par de llantas dobles infladas a una presión de 75 a 85 psi.
- Vehículo auxiliar para transportar al personal y equipo misceláneo (camioneta).
- Balanza portátil para pesaje del camión, con capacidad de 10 toneladas.
- Accesorios de medición y varios (Cinta métrica de 3 m, plumones de punta gruesa, plomada, destornillador, alicates, hojas de campo, lápices, señales de

seguridad, termómetro, cincel, martillo, varilla de metal o madera de 2m, alambre de amarre, etc.).

#### **2.15.4. PROCEDIMIENTO EN EL CAMPO**

La carga aplicada al pavimento para la realización de ensayos de deflexiones ha sido estandarizada en 9000 libras (4090 kg), y es proporcionada por una de las llantas dobles del eje trasero de un camión. Previamente a la realización de los ensayos deberá verificarse que se cumpla esta condición, así como que la presión de las llantas sea la requerida.

Una vez localizado el lugar donde se realizará el ensayo (usualmente los puntos de medición se localizan en la mitad exterior de un carril), se coloca la llanta a usarse sobre el punto de manera tal que éste coincida aproximadamente con el eje vertical del centro de gravedad del conjunto (ver **figura 2.18 a**, punto "D").

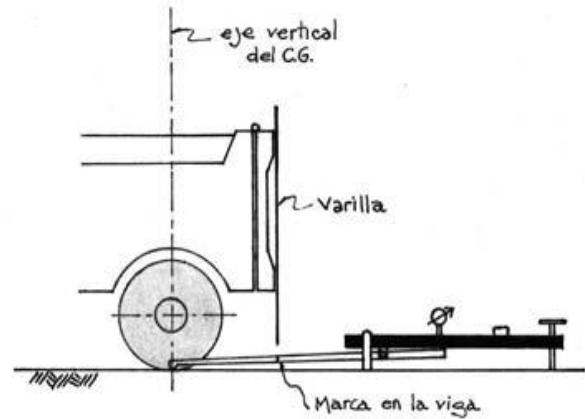
Para esta operación es aceptable una tolerancia en el rango de 3 pulgadas alrededor del punto. Estacionados los neumáticos se inserta entre ellos el extremo del brazo móvil de la viga colocándolo nuevamente sobre el punto de ensayo seleccionado. Dado que este último se dificulta por la inaccesibilidad tanto visual como manual, se realizará previamente la siguiente operación: Se coloca la Viga en la posición como si estuviera entre las llantas pero en la parte exterior de las mismas, haciendo coincidir, empleando una plomada, el extremo del brazo móvil con el eje vertical del centro de gravedad. Tomando como punto de referencia una varilla vertical adosada a la parte trasera del camión (ver figura 2.18 b), se efectúa una marca en la viga de manera tal que, en adelante, basta con hacerlas coincidir (la marca con la varilla vertical) para asegurarse que el extremo de la viga coincide con el centro de las llantas, en el momento de iniciar las mediciones.

**Figura 2.18**

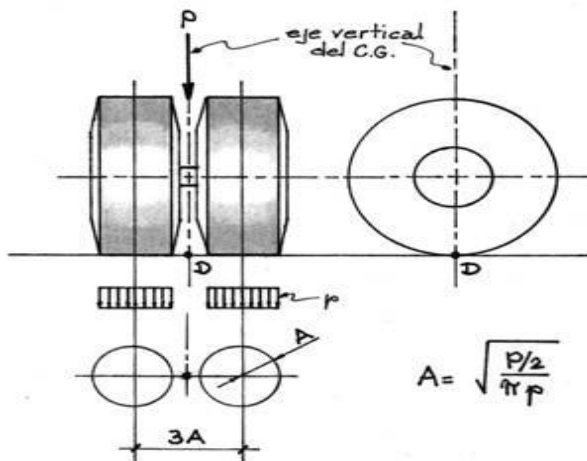
## Configuración geométrica del sistema de carga.

**Fuente :** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología , Univ . “A.J.M.S” , Tarija-Bolivia

De igual forma se puede efectuar, a partir de la primera, sucesivas marcas a distancias elegidas a las cuales se desea medir deflexiones adicionales (puede ser a 30, 40 y 50 cm). Para la metodología de análisis se requiere de por lo menos tres lecturas, pero se pueden obtener más con fines de verificación, lo cual es recomendable, o si es que se desea tener una idea gráfica del tipo de curvas de deflexiones que se producen.



(b)



(a)

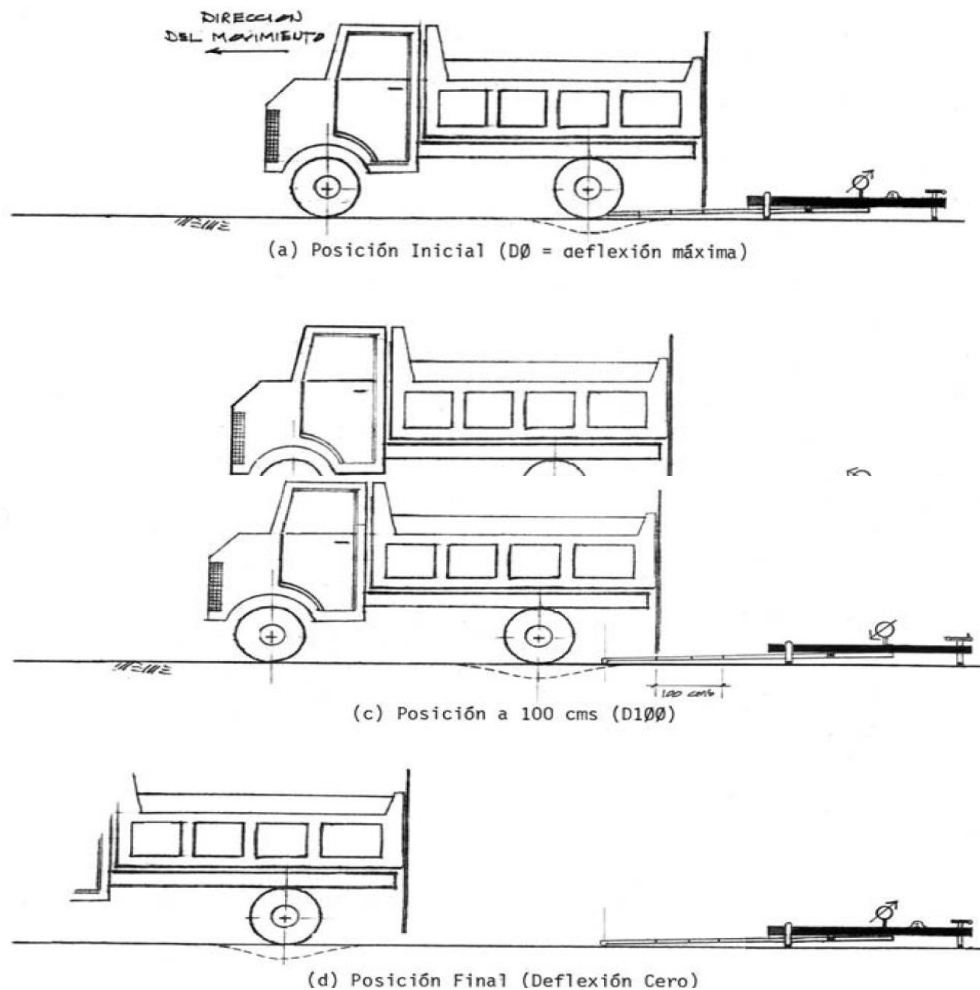
Como norma se realiza la primera marca adicional a una distancia tal que la deflexión que se obtenga en ese punto sea la mitad de la deflexión máxima (obtenida en la marca inicial). La segunda marca adicional se realiza al doble de la distancia de la primera marca adicional. Estas dos distancias se determinarán específicamente para cada proyecto de evaluación que se

emprenda. Esto deberá hacerse por medio de tanteos previos, antes de comenzar la recolección masiva de datos. Es común que se observen variaciones durante la realización de los ensayos, pero no deberá hacerse modificaciones mientras que las

deflexiones tomadas en la primera marca adicional estén en el rango entre 35% y 65% de la deflexión máxima.

**Figura 2.19**

Posiciones del ensayo con viga Benkelman.



**Fuente :** Apuntes en digital de la materia de Carreteras III – Fac. Ciencias y tecnología , Univ . “A.J.M.S” , Tarija-Bolivia

Una vez instalada la viga en el punto de medición haciendo coincidir con la cadena vertical y la marca inicial (ver **figura 2.19 a**), se verificará que ésta se encuentre

alineada longitudinalmente con la dirección del movimiento del camión. Se pondrá el dial del extensómetro en cero, se activará el vibrador y mientras el camión se desliza muy lentamente se procederá a tomar lecturas conforme la varilla vertical vaya coincidiendo con la primera y segunda marcas adicionales (**figuras 2.19b, c**) y una lectura final cuando el camión se haya alejado lo suficiente del punto de ensayo que el indicador del dial ya no tenga movimiento (aproximadamente 5.00 m.), registro que corresponde al punto de referencia con deflexión cero como se muestra en la **figura 2.19 d**.

Para la realización de esta rutina será necesario el concurso de tres operadores:

Un técnico calificado que lea y dicte las lecturas, un operador que anote las mediciones y un ayudante que coordine con el conductor del camión y a la vez de aviso al técnico que realiza las lecturas, cuando la varilla adosada al camión vaya coincidiendo con las marcas hechas en la viga. Todo el trabajo deberá ser supervisado permanentemente por un ingeniero de campo quien verificará los valores que se vayan obteniendo así como tomará anotación de cualquier factor que a su juicio pueda explicar los resultados que se obtengan (corte, relleno, tipo de material, presencia de alcantarillas, napa freática, estado del pavimento, etc.).

## **2.15.5 ANÁLISIS DE CÁLCULO DE FLEXIONES**

### **2.15.5.1 CÁLCULO DE DEFLEXIÓN**

El procedimiento para el cálculo de las deflexiones es simple, para el caso de la deflexión máxima, se debe calcular la diferencia entre la lectura inicial y la lectura final. Para en caso de la deflexión a 20 cm. Se debe encontrar la diferencia entre la lectura a 20 cm. Y la lectura final.

Las diferencias se multiplican por 2, debido a que la relación de brazos de la viga Benkelman empleada es de 1:2 ya que se trata de una viga analógica en caso de contar

con una viga digital no es necesario multiplicar la diferencia por 2 porque su relación de brazos es de 1:1.

### 2.15.5.2 CÁLCULO DEL RADIO DE CURVATURA

El método asume que la curvatura que experimenta la superficie del terreno, durante la aplicación de la carga, es de forma parabólica, en un segmento de aproximadamente 20 cm. A partir del punto de máxima deflexión.

Para la determinación del radio de dicha curvatura se ha establecido la siguiente expresión empírica.

$$R_c = \frac{6250}{2 * (D_0 - D_{50})} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Dónde:

$R_c$  = Radio de Curvatura en metros.

$D_0$  = Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga, en centésimas de milímetros.

$D_{50}$  = Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga, en centésimas de milímetros, a 50 del eje de carga.

### 2.15.5.3 DEFLEXIÓN CARACTERÍSTICA

La deflexión característica es un parámetro estadístico empleado para la caracterización representativa de la magnitud de deformación de los pavimentos. Para la determinación es necesario contar con una base de datos de deflexiones máximas, del tramo que se quiere evaluar, y establecer los parámetros estadísticos de dichos datos.

$$D_C = D_P + t * \sigma \quad \text{Ec. 2.7}$$

Dónde:

$D_C$  = Deflexión Característica.

$D_P$  = Deflexión promedio de los valores individuales de  $D_o$  corregidos por temperatura y estacionalidad.

$t$  = Coeficiente que representa al porcentaje del área total con probabilidad de presentar deflexiones superiores a la deflexión característica  $D_C$ , donde  $t = 1.645$ .

$\sigma$  = Desviación Estándar.

Convencionalmente se utiliza un valor  $t = 1.64$ , lo que equivale a considerar que, sólo un 5 % del área total del pavimento, tendrá deflexiones mayores a  $D_C$ .

#### 2.15.5.4 DEFLEXIÓN ADMISIBLE

La deflexión admisible, se encuentra íntimamente relacionada al Número de Ejes Standard Equivalentes Acumulados de 8.2 Tn. Que establece un límite para la deflexión característica por encima del cual no se garantiza un comportamiento satisfactorio de la estructura durante el periodo considerado. La expresión analítica es la siguiente.

$$D_\theta = (1.15 / N18)^{1/4} \quad \text{Ec. .2.8}$$

Dónde:

Da = Deflexión admisible.

N18= Número de Ejes Standard Equivalentes Acumulados de 8.2 Tn.

#### **2.15.5.5 JUICIO DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO**

Se considera que el pavimento sujeto de evaluación tiene la capacidad estructural adecuada para resistir los esfuerzos del tráfico de diseño, para las condiciones de resistencia del suelo, sí se cumple que la deflexión característica es menor que la deflexión admisible ( $D_c < D_a$ ).

El comportamiento actual del pavimento se podrá calificar como satisfactorio, sí se cumple que:

- a. Los valores de radio de curvatura calculados son mayores de 100 m ( $R_c > 100$ ).
- b. El radio de curvatura promedio está comprendido entre 300 – 500 m ( $300 < R_c < 500$ ).

La deflexión admisible es un parámetro importante dentro del análisis empírico, el radio de curvatura es un valor referencial de la condición actual del pavimento.

### **2.16 ESPECIFICACIONES PARA CONTROL DEFLECTOMETRICO EN OBRAS DE PAVIMENTACION**

#### **2.16.1 INTRODUCCION**



Los materiales que se utilizan para carreteras, representados por las terracerías o el propio terreno de cimentación de éstas, e inclusive el cuerpo del pavimento se somete a cargas de tipo dinámico de diversas magnitudes.

Por lo que para tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales de la estructura del pavimento y de la misma forma del comportamiento no lineal y “resiliente” de los materiales, se han llevado a cabo investigaciones experimentales con el fin de rescatar información valiosa sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

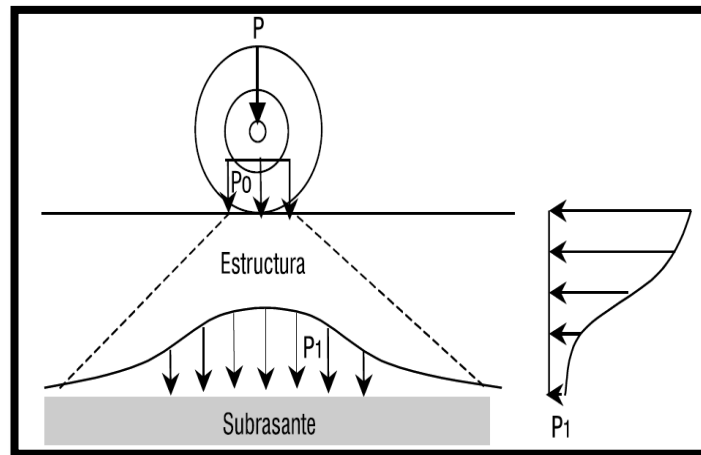
Estas deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea. Denominándose deformaciones plásticas las que permanecen en el pavimento una vez que ha cesado la acción de las cargas; no obstante, al tenerse cargas móviles las deformaciones permanentes se van acumulando, no antes sin denotar que en ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable; es en ese momento en el que se tiene un comportamiento resiliente.

Las estructura de los pavimentos para calles, carreteras y autopistas están sometidas a cargas repetidas impuestas por los vehículos. Este tipo de cargas son dinámicas de corta duración que llevan a la fatiga a la estructura del pavimento en un periodo de tiempo, el cual también depende de las propiedades geométricas y dinámicas de los materiales, además del proceso constructivo.

La transmisión de las cargas está en función a la presión de inflado de las llantas de los vehículos, las cuales oscilan de 0.2 MPa a 0.7 MPa en la figura se presenta un esquema sobre dicha transferencia de cargas.

### **Figura 2. 20**

Transmisión de cargas



**Fuente:** Ing. Pablo del Aguila ,CAMINEROS S.A.C. - PERU

Consultores en Gestión de Infraestructura

La metodología actual para diseño de pavimentos utilizada por el método AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) considera que la propiedad fundamental para caracterizar los materiales constitutivos de la sección de una carretera es el parámetro denominado módulo resiliente.

## **2.16.2 METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DEL CBR MEDIANTE EL ANÁLISIS DE DEFLEXIONES BENKELMAN**

### **2.16.2.1 DETERMINACION DEL MODULO RESILIENTE DEL SUELO DE FUNDACION MEDIANTE METODO MECANISTICO-EMPIRICO (METODO HOGG SIMPLIFICADO)**

En base a la experimentación por muchos años en evaluación de suelos y pavimentos, mediante la medición y análisis de deflexiones con la metodología Hogg-Burmister,

se han desarrollado correlaciones entre las propiedades medidas (deflexión máxima  $E_0$  y el denominado “factor de longitud de curva”) y los parámetros elásticos del sistema suelo pavimento, lo que ha permitido el desarrollo de un método simple y rápido para ser aplicado en obra con la finalidad de evaluar la capacidad de soporte de los suelos, ya sea a través Módulo de Resiliencia o del valor del CBR del substrato.

El trabajo presenta los conceptos teóricos en que se basa el método propuesto, así como el procedimiento de cálculo que debe seguirse en campo para la obtención de la capacidad de soporte; asimismo, se presentan valores tabulados que facilitan y hacen más rápido el proceso.

Este método que se presenta permitirá la completa aplicación del análisis deformacional en la construcción y supervisión de pavimentos, superando de esa manera las limitaciones conocidas que tienen los métodos empíricos para la caracterización de la performance de los pavimentos. Este método simplificado facilitará en la práctica la rápida verificación, para condiciones reales de campo, de los valores de soporte asumidos en el diseño del pavimento, así como el adecuado dimensionamiento de la altura de los terraplenes, el aporte y eficiencia de los materiales empleados en su construcción, el efecto de la ubicación del nivel freático en la capacidad resistente de los suelos, entre otros aspectos.

#### **2.16.2.2 CORRELACIONES EMPIRICAS**

Los investigadores franceses Leger y Autret introdujeron el año 1972 el concepto del producto entre el radio de curvatura y la deflexión máxima, suponiendo que la curvatura era una parábola. Por medio del análisis teórico empleando un modelo bicapa elástico, estos investigadores demuestran que el producto ( $R_x \cdot \Delta_{\text{teórico}}$ ), para un espesor de capas superiores entre 25 y 50 cm, casi no depende del espesor. Por otro lado, en el rango de estos espesores el producto ( $R_x \cdot \Delta$ ) es una función única y definida

del cociente modular  $E_1/E_2$ . De acuerdo a estos conceptos puede usarse entonces el producto  $(R \times \Delta)$  y el valor de  $\Delta$  para calcular los parámetros elásticos del pavimento, en particular el módulo de elasticidad de la subrasante.

En el modelo de Hogg los parámetros que caracterizan la curvatura son la longitud elástica y el parámetro  $r_{50}$ . La longitud elástica ( $l_0$ ), que en la práctica se verifica como la distancia radial en donde se ubica el punto de inflexión del cuenco de deflexiones, es como definición una relación entre la rigidez del pavimento y rigidez de la subrasante, por lo que su magnitud no puede correlacionarse directamente con la calidad o performance de las capas superiores.

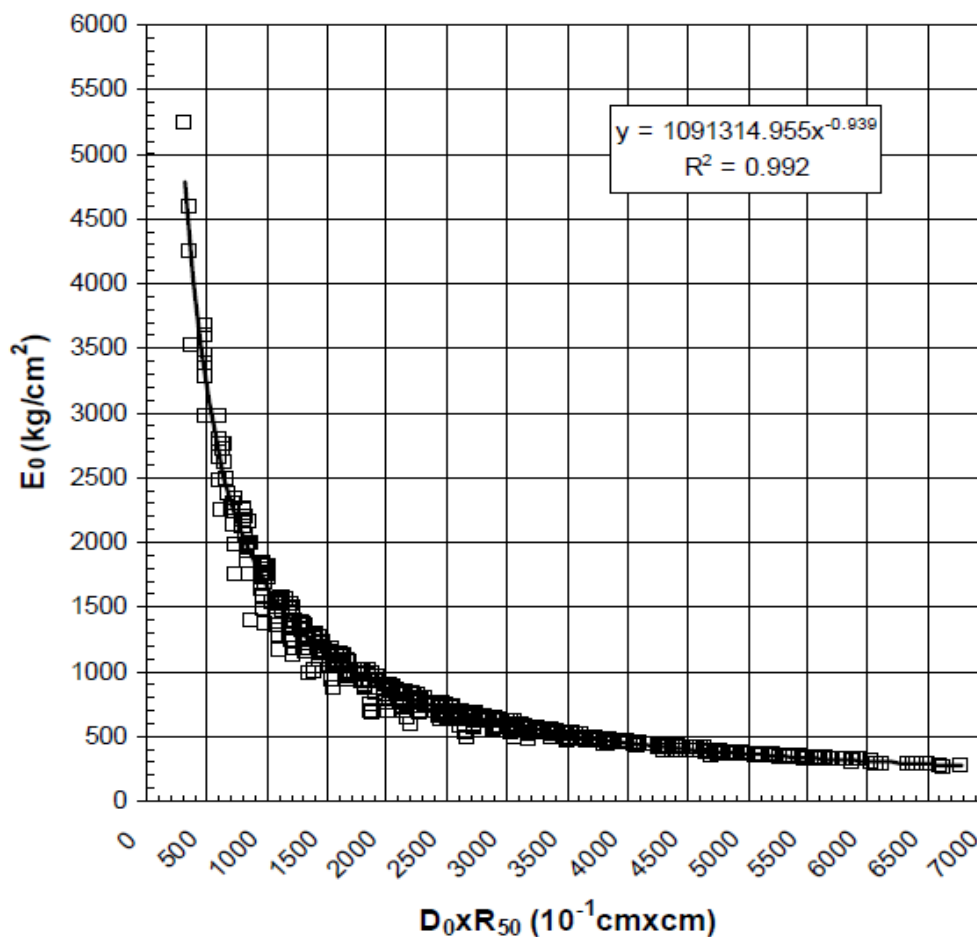
El parámetro  $r_{50}$  denominado Factor de Longitud de Curva, por el contrario, se ha encontrado que correlaciona bien con la performance de las capas superiores, por lo que se consideró como el parámetro del modelo de Hogg equivalente al radio de curvatura parabólico de Leger y Autret, habiéndose empleado la nomenclatura  $R_{50}$  para su denominación en la investigación.

La ecuación de correlación fue obtenida mediante el análisis de 2135 pares de datos ( $D_0 \times R_{50}$ ,  $E_0$ ), en donde  $D_0 \times R_{50}$  varía entre 324 y  $6778 \times 10^{-1} \text{ cm} \times \text{cm}$ , y  $E_0$  varía entre 260 y 5236  $\text{ kg/cm}^2$ . Mediante un análisis de regresión se encontró que la tendencia exponencial demostró mejor ajuste, encontrándose un coeficiente de determinación de  $R^2=0.992$  para la siguiente expresión:

$$E_0 = 1091314.96 (D_0 \times R_{50})^{-0.939} \quad \text{Ecua.2.9}$$

La Figura 2.18 , presenta la correlación gráfica establecida, en donde se observa la escasa dispersión que presentan los parámetros analizados, lo que demuestra una casi perfecta correlación que concuerda plenamente con los conceptos descubiertos por Leger y Autret.

**Figura 2.21**  
Relación D<sub>0</sub>xR<sub>50</sub> versus E<sub>0</sub>



**Fuente :** Ing. Pablo del Aguila ,CAMINEROS S.A.C. - PERU Consultores en Gestión de Infraestructura

### 2.16.2.3. CORRELACIÓN E<sub>0</sub> VERSUS CBR

Para expresar la capacidad portante del suelo en términos del Valor de Soporte de California (CBR), se puede emplear la conocida correlación establecida por Heukelom , según la cual:

$$E_0 = k \text{ CBR}$$

Ec. 2.10

Donde:

$E_0$  = Módulo elástico o resiliente (kg/cm<sup>2</sup>)

$k$  = Coeficiente de correlación ( $k=100$  para suelos granulares gruesos;  $k=110$  para suelos granulares finos;  $k=130$  para suelos finos plásticos).

CBR = Valor de Soporte de California (%).

El uso de esta correlación está ampliamente difundida en el espectro tecnológico mundial, y en particular forma parte del procedimiento para la estimación del módulo resiliente en el método para el diseño estructural de pavimentos AASHTO versión 1993.

### Cuadro 2.10

Tabla de clasificación y uso del suelo según el valor de CBR

CBR	Clasificación cualitativa del suelo	Uso
2 - 5	Muy mala	Sub-rasante
5 - 8	Mala	Sub-rasante
8 - 20	Regular – Buena	Sub-rasante
20 - 30	Excelente	Sub-rasante
30 - 60	Buena	Sub-base
60 - 80	Buena	Base
80 - 100	Excelente	Base

**Fuente :** Assis A. 1988

## CAPÍTULO III: APLICACIÓN PRÁCTICA (EVALUACIÓN DEL GRADO DE FISURACIÓN Y DEFORMACIÓN EN EL TRAMO)

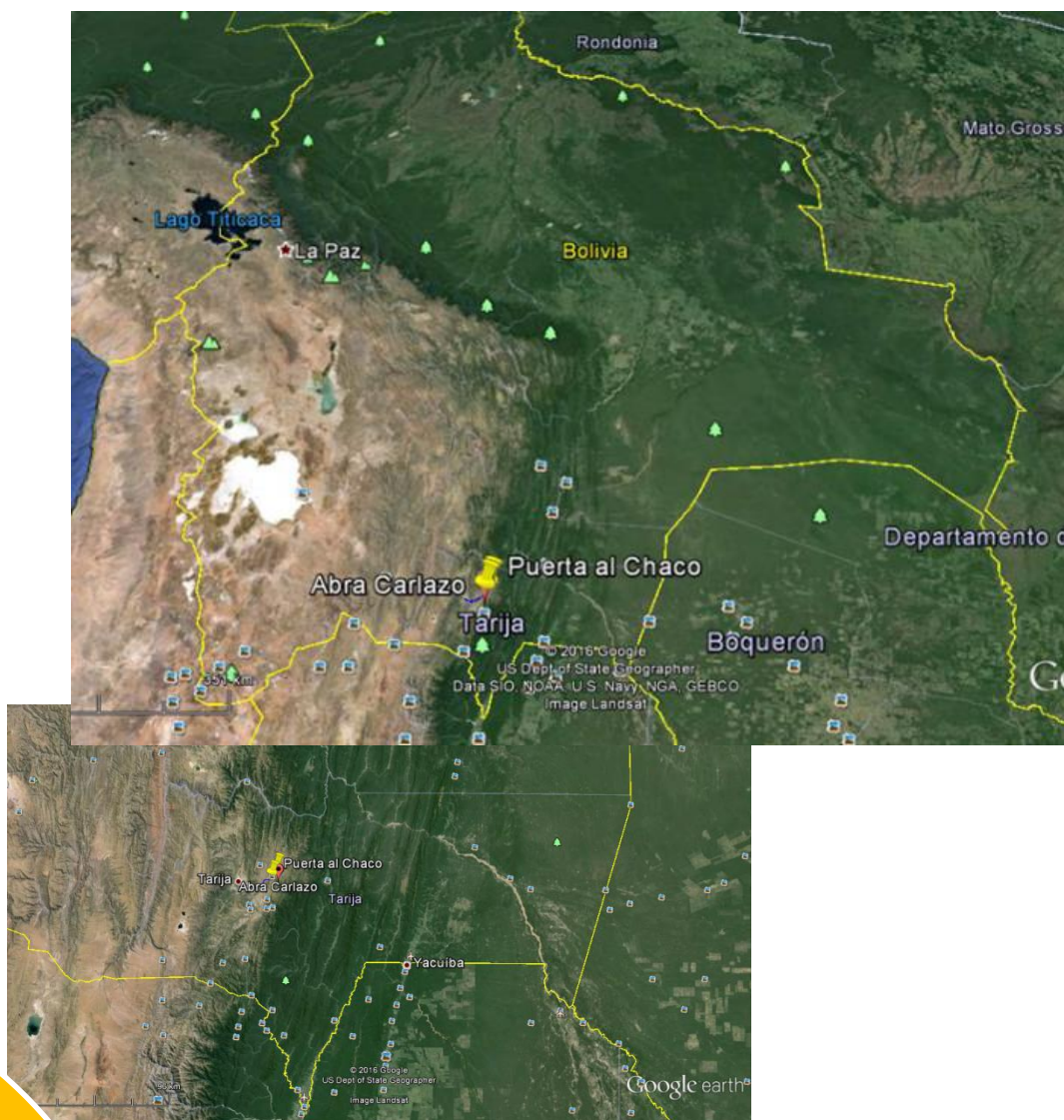
### 3.1 UBICACIÓN TRAMO DE ESTUDIO

El tramo en estudio “Puerta al Chaco – Carlazo” está situado en la provincia Cercado del departamento de Tarija ( Bolivia ), se encuentra enlazando como tal ,las provincias Cercado ,O`Connor y Gran Chaco del departamento de Tarija , a una distancia de 15 km

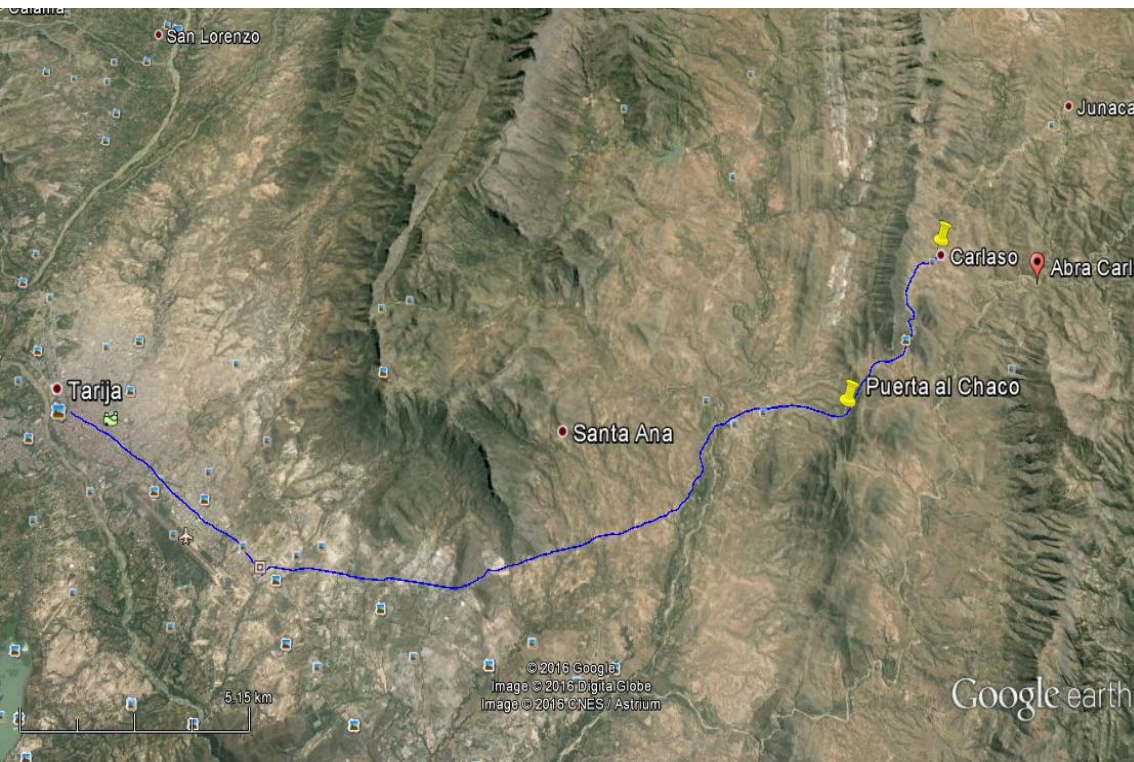
de la ciudad capital . Se inicia propiamente entre los tramos Cruce Yesera-Puerta al Chaco y Carlazo - Puente Jarcas (**ANEXO 2**) y tiene una longitud de 8 km.

Está ubicada en la faja sub-andina entre una zona media del Valle Central y comienzo del Chaco Tarijeño. Morfológicamente está caracterizado por serranías bajas y llanuras en las que predominan las rocas sedimentarias y sedimento sueltos cuaternarios.

#### Ubicación del tramo en el Mapa de Bolivia



Ubicación del tramo en estudio , como referencia la ciudad de Tarija



3.2

### CARACTERÍSTICAS DEL TRAMO DE ESTUDIO

La carretera en estudio “Puerta al chaco – Carlazo” forma parte de la red interdepartamental, se encuentra con una capa de rodadura que fue diseñada por la constructora , empresa “Erika” en el año 2008 ,por lo tendría una vida útil de 8 años aproximadamente la cual uso su propio material para la mezcla.

De acuerdo a la información que fue recolectada de los informes técnicos de avance de obra, este tramo ha sido construido inicialmente con los siguientes parámetros:

Ancho de carril	3.5 metros.
N° de Carriles	2
Ancho de Berma	0.5 metros a cada lado, tratamiento superficial simple.
Ancho de Plataforma	8.0 metros
Capa de Rodadura	6.0 cm



Capa Base	-	
Capa Sub-base	-	
C.B.R. subrasante mejorada	(no se encontraron registros)	
Coefficiente estructural $a_2$ adoptado en la construcción	(no se encontraron registros, se asumió los recomendados por la AASTHO)	
Coefficiente estructural $a_3$ adoptado en la construcción	(no se encontraron registros, se asumió los recomendados por la AASTHO)	
Servicialidad final:	(no se encontraron registros, se asumió los recomendados por la AASTHO)	

### **3.3 DEFINICIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO INICIAL DE LA MEZCLA OBTENIDOS EN LABORATORIO**

En el diseño original se realizaron ensayos de control de calidad de agregados triturados, tanto gravas como el material fino, procedentes de la chancadora de la misma empresa que ejecuto el tramo, “Erika” ubicada en el tramo Rancho –San Lorenzo, el cemento asfáltico fue procedencia petrolera IPIRANGA (Brasil). Todos estos materiales de la carpeta asfáltica se ejecutaron y aprobaron según Normas AASHTO y especificaciones del proyecto.

#### **3.3.1 RESUMEN Y CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES DE LA MEZCLA**

#### **Cuadro 3.11**

## Características del cemento asfáltico (85 – 100)

CEMENTO ASFALTICO					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designacion
			Minimo	Maximo	AASHTO
Peso especifico	gr./cm <sup>3</sup>	1.00	1.00	1.05	T-228
Punto de inflamacion	°C	251.0	232		T-48
Penetracion a 25 °C ,100 gr , 5 seg.	mm.	86.7	85	100	T-49
Viscosidad Saybol Furol a 135 °c	seg.	87.0	85		T-202

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

**Cuadro 3.12**

## Características de los agregados

AGREGADOS					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designacion
			Minimo	Maximo	AASHTO
Peso especifico agregado (3/4")	gr./cm <sup>3</sup>	2.666			T-85
Peso especifico agregado (3/8")	gr./cm <sup>3</sup>	2.700			
Peso especifico agregado fino	gr./cm <sup>3</sup>	2.680			T-84
Peso unitario agregado (3/4")	gr./cm <sup>4</sup>	1.442			
Peso unitario agregado (3/8")	gr./cm <sup>5</sup>	1.359			
Peso unitario material fino	gr./cm <sup>6</sup>	1.560			
Desgaste de los Angeles (3/4")	%	28.1		40	T-96
Desgaste de los Angeles (3/8")	%	29.26		40	T-96
Durabilidad agregado (3/4")	%	5.5		12	T-104
Durabilidad agregado (3/8")	%	5.42		12	
Durabilidad agregado fino	%	2.13		12	
Limite Plastico	%	N.P.			T-90
Caras Fracturadas	%	96.25	75		
Equivalente de arena	°C	82.4	45		T-176

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

**Cuadro 3.13**

## Aporte Porcentual de Agregados en Peso

Material	Cantidad (%)
Grava 3/4 "	25
Grava 3/8 "	25
Material Fino	50

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

### Cuadro 3.14

#### Curva Proyectada

Tamices	Curva Proyectada	Gradacion especifica		% Retenido por Tamiz
		Minimo	Maximo	
1"	100	100	100	0
3/4"	99.4	97	100	0.6
1/2"	80.99	76	88	18.41
Nº 4	56	49	59	24.99
Nº 8	38.7	36	45	17.3
Nº 40	19.7	14	22	19
Nº 200	7	3	7	12.7

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

### Cuadro 3.15

#### Resumen de valores Marshall con diferentes contenidos de asfalto

DESCRIPCION	1	2	3	4	5	6
Asfalto (%)	4	4.5	5	5.5	6	6.5
Densidad Maxima teorica (gr/cc)	2.513	2.493	2.474	2.455	2.436	2.417
Densidad Real de la Mezcla (gr/cc)	2.331	2.353	2.375	2.392	2.385	2.376
Vacios de la Mezcla (%)	7.21	5.63	3.99	2.56	2.1	1.71
Vacios del Agregado mineral (%)	16.53	16.22	15.86	15.72	16.41	17.15
Relacion Betumen Vacios	56.4	65.28	74.87	83.68	87.22	90.04
Estabilidad (libras)	2310	2497	2686	2478	2084	2010
Fluencia (1/100")	8.07	7.61	8.86	10.43	12.01	11.81

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

### Cuadro 3.16

#### Relación Materiales /Asfalto

MATERIAL	%	Unidad
Grava 3/4"	23.65	En peso
Gravilla 3/8"	23.65	En peso
Material Fino	47.3	En peso
C.A. (85-100)	5.4	En peso
TOTAL	100	En peso

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

### Cuadro 3.17

#### Características de la mezcla

CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA			ESPECIFICACIONES	
DESCRIPCION	Unidad	Valor	Minimo	Maximo
Peso Especifico de C.A.	gr./cm <sup>3</sup>	1	1	1
Densidad Teorica	gr./cm <sup>3</sup>	2.458		
Densidad Real de la Mezcla	%	2.3625		
Vacios Totales	%	3.03	2	4
Vacios de Agregado Mineral	%	15.836	> 15	
Relacion Bitumen Vacios	%	80.7	75	82
Estabilidad	Libras	2553.3	1500	
Fluencia	(1/100")	9.6	8	18
Cemento Asfaltico	%	5.4		
Capacidad de Soporte Marshall		293.6295	140	
Concentracion Critica (Cs)		0.362		
Concentracion en Volumen (Cv)		0.312		
Relacion Cv/Cs		0.8613		
Estabilidad/Fluencia	Kg/cm	4749.7	4600	
Indice de Compactacion		6.452	> 6	
Resistencia Remanente	%	90.7	> 85	
Adherencia	%	100		
Temperatura de Aplicación	°C	123-124		
Temperatura de Compactacion	°C	121-122		
Caras Fracturadas	%	96.25	75	
Equivalente de Arena	%	82.4	≥ 45	

Según el instituto de asfalto ( AASHTO)

**Fuente :** SEDECA Tarija (Servicio Nacional de Caminos)

### 3.4 DEFINICION DE CRITERIOS DE DISEÑO DE LA NUEVA MEZCLA ASFALTICA REPRODUCIDA.

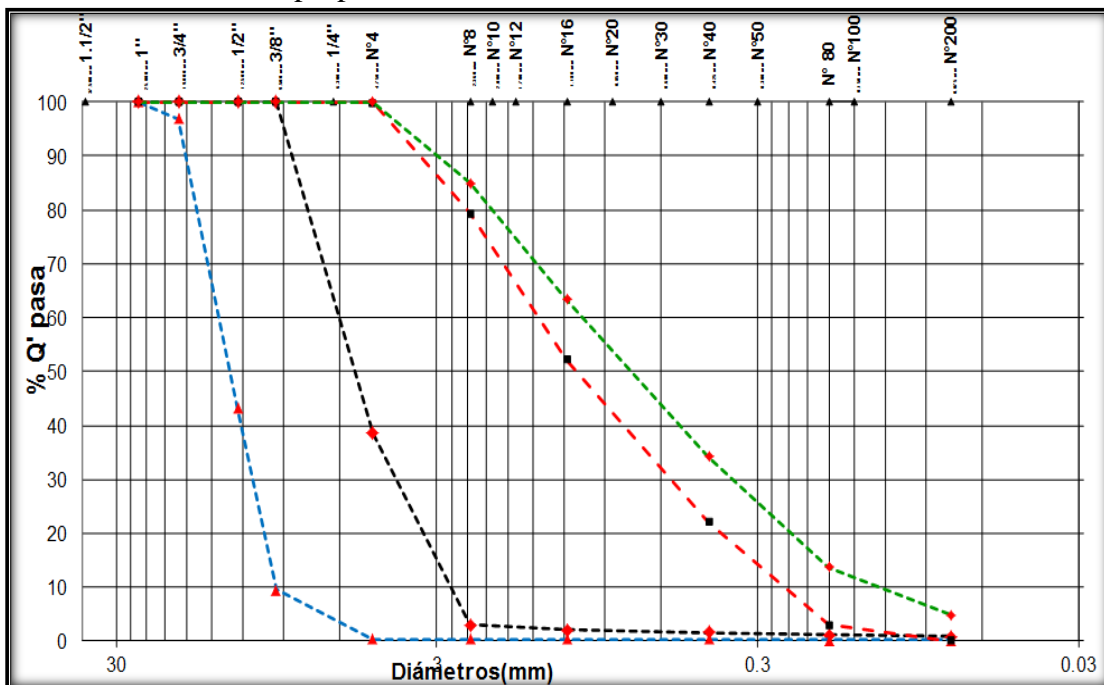
Se realizó la caracterización de los agregados ,tanto grava , como arena filler para reproducir la misma mezcla asfáltica que se usó en el momento de su diseño para fines de estudio en laboratorio y comparación con el diseño inicial.

### 3.4.1 PLANILLA RESUMEN DE RESULTADOS DE LA CARACTERIZACION DE LOS AGREGADOS

En la siguiente figura se muestra las gráficas resultados en sus distintas granulometrías ( 3/4 de pulg. , 3/8 pulg. , arena y Filler ) obtenidas de la relación entre los porcentajes que pasan las distintas abertura de tamices.

**Figura 3.22** Curvas granulométricas de los agregados

**Fuente :** Elaboración propia



**Cuadro 3.18**

## Resumen de características de la nueva mezcla simulada

AGREGADOS					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designacion AASHTO
			Mínimo	Maximo	
Peso específico agregado grueso	gr./cm <sup>3</sup>	2.709			T-85
Peso específico agregado fino	gr./cm <sup>3</sup>	2.680			T-84
Desgaste de los Angeles - Grava (3/4")	%	27.34		40	T-96
Desgaste de los Angeles - Gravilla (3/8")	%	29.14		40	T-96
Limite Plastico	%	N.P.			T-90
Limite Liquido	%	15.1			
Caras Fracturadas	%	85.9	75		
Equivalente de arena	%	64.2	45		T-176

Fuente : Elaboración propia

### 3.4.2 PLANILLA RESUMEN DE RESULTADOS DE LA CARACTERIZACION DEL CEMENTO ASFALTICO

**Cuadro 3.19** Características del cemento asfaltico

CEMENTO ASFALTICO					
Ensayo	Unidad	Diseño Reproducido	Especificaciones		Designacion AASHTO
			Mínimo	Maximo	
Peso específico	gr./cm <sup>3</sup>	1.02	1.00	1.05	T-228
Punto de inflamacion	°C	> 253	232		T-48
Penetracion a 25 °C ,100 gr , 5 seg.	mm.	90.2	85	100	T-49
Viscosidad Saybol Furol a 135 °c	seg.	137.0	85		T-202
Punto deAblandamiento	°C	47.0	43	53	T-302

Fuente: Elaboración propia

### 3.5 INVESTIGACIÓN DE LA MEZCLA ASFALTICA SIMULADA EN LABORATORIO PARA LAS UNIDADES DE ESTUDIO

Al estudiar a la mezcla utilizada en el diseño del tramo “Puerta al Chaco –Carlazo” ,se obtuvo la reproducción y simulación de el mismo diseño Marshall que se llevó a cabo en el momento inicial de su vida útil ,utilizando la procedencia de los mismos agregados y cemento asfaltico (en sus diferentes propiedades y características) , obteniendo valores muy parecidos a ese entonces como explicaremos a continuación.

### 3.5.1 PREPARACIÓN DE PROBETAS MEDIANTE EL METODO MARSHALL

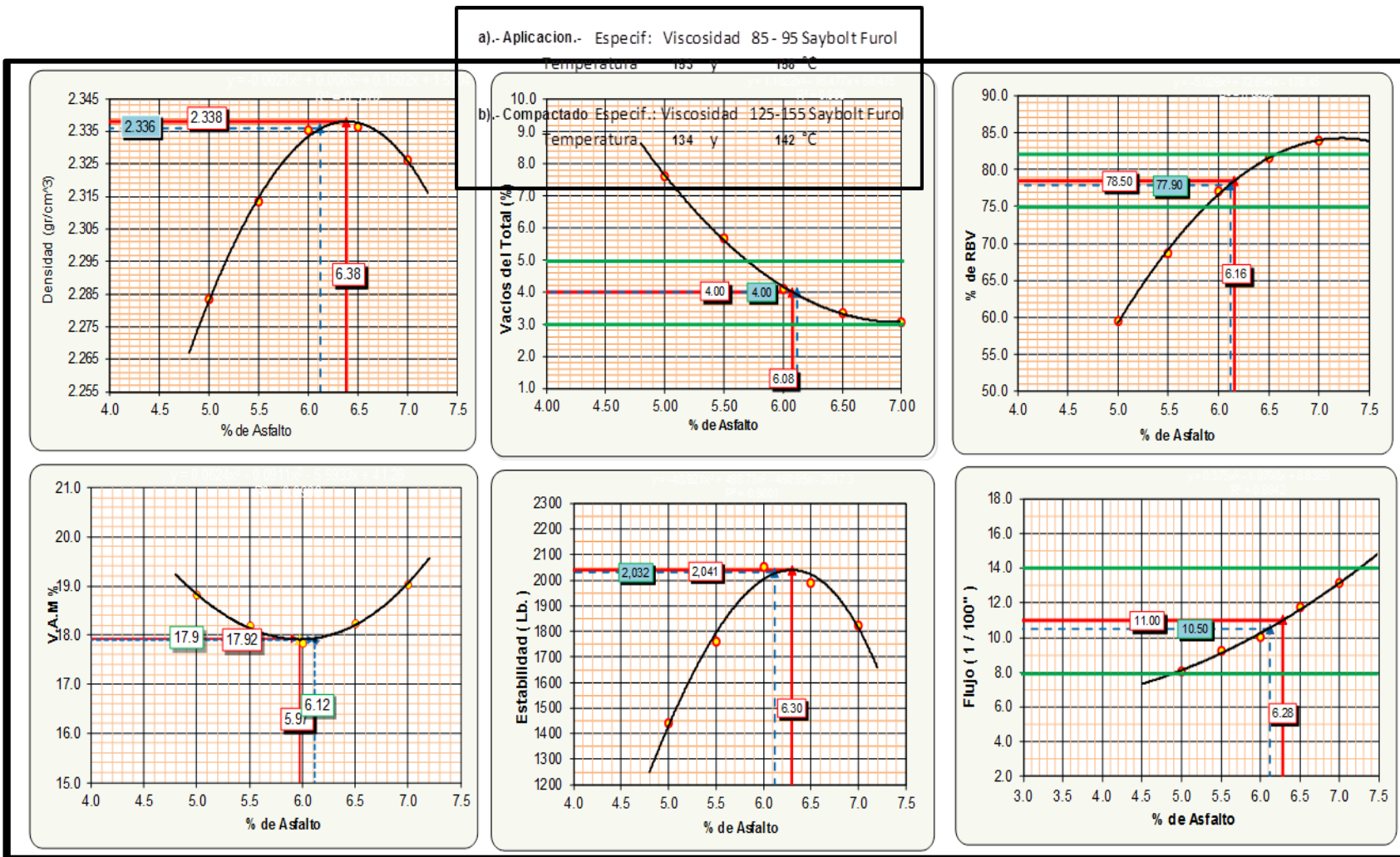
**Figura 3.23** Compactación con el martillo Marshall



**Figura 3.24** Mediciones de estabilidad y fluencia a las probetas asfálticas



### 3.5.1.1 TEMPERATURA Y VISCOSIDAD DE MEZCLADO PARA EL DISEÑO MARSHALL





### 3.5.1.2 PLANILLAS RESULTADOS DISEÑO MARSHALL CON EL CONTENIDO ÓPTIMO

VALORES				
CARACTERISTICAS	% DE ASFALTO	OBTENIDOS DE GRAFICOS	ESPECIFICACIONES TECNICAS	
DENSIDAD	6.38	2.338	-----	-----
% VACIOS	6.08	4.0	3	5
V.A.M.	5.97	17.9	15	
R.B.V.	6.16	78.5	75	82
ESTABILIDAD (Lb)	6.30	2040.8	> 1800 Lb. (75 Golpes)	
FLUENCIA 1/100"	6.28	11.0	8	14
Cont. Asf. ( % )	<b>6.12</b>	Determinación del contenido óptimo de Asfalto. Tomando en cuenta Criterio de Vacíos Mezcla y R.B.V.		

OBSERVACIONES:		
<b>MEZCLA BITUMINOSA TOTAL</b>	GRAVA TRIT. 3/4"	30.0
	INTERM. TRIT. 3/8"	18.8
	ARENA TRIT.	18.8
	FILLER	26.3
	% ASF. OTP.	6.1
	<b>TOTAL</b>	<b>100.0%</b>

VALORES OBTENIDOS DISEÑO MARSHALL				
CARACTERISTICAS	% DE ASFALTO	VALORES CON EL % OPTIMO	ESPECIFICACIONES TECNICAS	
DENSIDAD	6.12	2.336	-----	-----
% VACIOS	6.12	4.00	3	5
V.A.M.	6.12	17.90	15	
R.B.V.	6.12	77.90	75	82
ESTABILIDAD (Lb)	6.12	2032.0	> 1800 Lb. (75 Golpes)	
FLUENCIA 1/100"	6.12	10.50	8	14
<b>% OPTIMO DE ASFALTO PROPUESTO</b>			<b>6.12</b>	

### 3.5.2 APLICACIÓN DEL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA A PROBETAS MARSHALL

Con la ayuda de una prensa de carga axial se simulo la carga máxima a la que puede llegar las briquetas Marshall antes de su deformación siguiendo el procedimiento de la teoría. Para esto trabajamos con un juego de briquetas a temperatura constante (30 °C) y otro juego a diferentes gradientes térmicos ( de -5 °C a 30 °C).

Los valores que se obtuvieron fueron los siguientes para ambos casos:

**Figura 3.25** Representación gráfica del ensayo Tracción -indirecta



**Figura 3.26** Aplicación de carga de fisuración a probeta Marshall

### 3.5.2.1 A CONSTANTE



### TEMPERATURA

**Cuadro 3.20** Carga Máxima a temperatura constante

Nº de Briquetas	Carga (kg) 30 oC
1	4390
2	4320
3	4340
4	4330
5	4370
6	4420
7	4380
8	4350
9	4310
10	4360
11	4300
12	4410

Pmax (Carga de fisuración)

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.5.2.2 CON GRADIENTE TERMICO

**Cuadro 3.21** Carga máxima con gradiente térmico

Nº de BRIQUETAS	Carga (kg) 5 a 30 °C
1	3430
2	4230
3	3490
4	3280
5	2690
6	2650
7	2680
8	2670
9	2710
10	2720
11	2740
12	2760

Pmax (carga de fisuración)

**Fuente:** Elaboración propia

### 3.6. ELECCIÓN DE LAS UNIDADES DE ESTUDIO EN EL TRAMO ( EN CAMPO)

En este caso como indica la metodología en la teoría , nuestras unidades de estudio en el tramo serán los números mínimos de segmentos determinados como muestras representativas para la evaluación del tramo tanto de su condición de estado ,como de la deflexión con la Viga Benkelman existente en los mismos.

- Entonces con la longitud del tramo en estudio y el ancho , determinamos la longitud de muestra :

$$L = 8000\text{m} ; a = 7 \text{ m}$$

Del **cuadro 2.8** , interpolamos y obtenemos una longitud de 33 m para los segmentos del PCI. Estos segmentos mínimos se determinaran como se indica a continuación.

El número total de muestras en la sección se determinó con el siguiente cálculo:

$$\frac{\text{Long. Total}}{\text{Long. Muestra}} = \frac{8000 \text{ m}}{33 \text{ m}} = 242 \text{ unidades para ser evaluadas en la seccion}$$

Cuando las unidades de muestreo resultan en un número grande de unidades, donde la inspección demanda tiempo y recursos se recurre al cálculo de un número mínimo de unidades de muestra que serán evaluados en la sección de muestra de la vía.

#### DETERMINACION DEL NUMERO MINIMO DE MUESTRAS A SER EVALUADAS EN LA SECCION

$$n = \frac{N * s^2}{\left(\frac{e^2}{4}\right) * (N - 1) + s^2}$$

$$n = \frac{242 * 10^2}{\left(\frac{5^2}{4}\right) * (242 - 1) + 10^2} = 15,006 \quad \text{Redondeamos a } n = 15$$

#### SELECCIÓN DE UNIDADES DE PRUEBA PARA INSPECCIONAR

Intervalo de muestreo ( $i$ )

$$i = \frac{N}{n} = \frac{242}{15} = 16,13 \quad \approx \quad i = 16$$

El intervalo de muestreo ( $i$ ) es redondeado al número próximo menor  $i = 16$

La unidad de prueba seleccionada como partida aleatoria es la 1.

Las unidades de prueba a ser evaluadas son: 1, 16,32, 48, 64, 80, 96, 128, 144, 160, 176, 192, 208, 224

Entonces dividimos la longitud total entre el intervalo hallado y saldrán las longitudes de los nuevos segmentos:

$$L = \frac{8000}{16} = 500 \text{ m (nueva longitud de los segmentos)}$$

- Entonces cada segmento de 500 m se medirán longitudes de muestra de 33 m para la inspección , que serán los representativos para cada muestra o segmento.

### **3.6.1 EVALUACION SUPERFICIAL DE LAS UNIDADES DE ESTUDIO CON EL METODO (PCI) INDICE DE CONDICION DE ESTADO EL PAVIMENTO**

Esta etapa corresponde al trabajo de campo , que consiste en la evaluación superficial del pavimento en el cual se identifican los daños teniendo en cuenta la clase, severidad y extensión de los mismos. Esta información se registrara en las tablas de muestreo ya adecuados para el procesamiento de datos indicado en la teoría.

Realizamos el recorrido desde la progresiva 0+000 a 8+000, acumulando los 500 m para cada nueva progresiva hasta llegar al final del tramo en estudio. Para el trabajo de campo es necesario contar con las siguientes herramientas:

- Cámara fotográfica.
- Planillas de inspección
- Wincha
- Regla o flexometro
- Tiza o yeso para marcar las áreas de falla.
- Planillas de evaluación PCI

Una vez obtenidos las fallas de campo por segmento, procedemos al gabinete de cada uno , es decir de los 16 segmentos . Para efecto de cálculos, realizaremos el ejemplo del primer segmento, los demás los mostraremos en el **ANEXO 9**.

## SEGMENTO N° 1 – PROG. 0 + 500

### Etapa 1. Cálculo de los Valores Deducidos

MÉTODO PCI				SECCION : 1 - PORG. 0 + 500					
ÍNDICE DE CONDICIÓN DEL PAVIMENTO									
HOJA DE REGISTRO									
NOMBRE DE LA VÍA: P. al Chaco - Carlazo		ANCHO SECCIÓN: 7 m		LONGITUD DE MUESTRA:		33 m			
EJECUTOR:		FECHA: -		ÁREA:		231			
1. Piel de cocodrilo	6. Depresión	11. Parches y parches de cortes utilitarios		16. Fisura parabolica o por deslizamiento					
2. Exudación	7. Fisura de borde	12. Agregado pulido		17. Hinchamiento					
3. Fisuras en bloque	8. Fisura de reflexión de junta	13. Baches		18. Peladura por intemperismo y desprendimiento de agregados					
4. Abultamientos y hundimientos	9. Desnivel carril-berma	14. Ahuellamiento							
5. Corrugación	10. Fisuras longitudinales y transversales	15. Desplazamiento							
FALLA	CANTIDAD						TOTAL	DENSIDAD	VALOR DEDUCIDO
1L	10	31					41	17.75	40
3H	18						18	7.79	26
7L	5	1.2	0.5	1.5	2		10.2	4.42	4
10L	33	4.5	4.5	0.9	3	2.5	48.4	20.95	12
11L	1.35	2.87	3.84				8.06	3.49	8
14M	2	2.5					4.5	1.95	25
13L	4	1					5	2.16	31
11M	19.47						19.47	8.43	28
12L	28.05	28.05	28.05	28.05			112.2	48.57	11
18L	33	33	31.35	31.35			128.7	55.71	12
							395.53	171.22	

	Densidad	del total
Suma de Fisuras =	50.91	117.6
% de fisuras del total de fallas =	29.73	29.73
% de Parches del 100 % de fallas =	6.96	
% de ahuellamiento del 100 % de fallas =	1.14	
% de baches del 100 % de fallas =	1.26	
% de Agre. pulido del 100 % de fallas =	28.37	
% de desprendimiento del 100 % de fallas =	32.54	
% Total de fallas =	100	

- Con la falla ya tabuladas en la planilla , obtenemos la densidad dividiendo el total de cada falla con el área de muestras de cada segmento .Luego con esa entramos a la tabla de densidades del (**ANEXO 8**).
- Luego siguiendo con la metodología, ordenamos los valores deducidos de mayor a menor para determinar su valor deducido total. Antes determinamos el numero aceptable de deducciones con la (Ec. 2.3) de la teoría.
- Por ultimo de la tabla de correcciones del valor deducido (**ANEXO 8**) determinamos el valor máximo deducido en función a (q) que sale del numero aceptable de deducciones ,
- Por ultimo la diferencia entre 100 y CDV max será el PCI característico de la muestra segmento como se indica en el cálculo mostrado en el (**ANEXO 9**).

Determinar el número de deducciones permisibles (m) empleando la siguiente ecuación:

$$m = 1 + \left( \frac{9}{98} \right) (100 - HDV) \leq 10$$

$$\begin{aligned} m &= 6.5 \approx 7 \\ HDV &= 40 \end{aligned}$$

Donde:

$m$  = número admisible máximo de DV incluyendo fracciones (debe ser menor o igual a diez).  
 $HDV$  = el mayor valor deducido individual para la unidad de muestra

#### Etapa 2. Cálculo del Número Máximo Admisible de Valores Deducidos (m)

Nº	VALOR DEDUCIDO										TOTAL	q	CDV
1	40	31	28	26	25	12	12	11	8	4	197	7	83
2	40	31	28	26	25	12	12	11	8	2	195	7	82.5
3	40	31	28	26	25	12	12	11	2	2	189	7	82
4	40	31	28	26	25	12	12	2	2	2	180	7	81.5
5	40	31	28	26	25	12	2	2	2	2	170	6	81
6	40	31	28	26	25	2	2	2	2	2	160	5	80.5
7	40	31	28	26	2	2	2	2	2	2	137	4	77
8	40	31	28	2	2	2	2	2	2	2	113	3	70
9	40	31	2	2	2	2	2	2	2	2	87	2	63
10	40	2	2	2	2	2	2	2	2	2	58	1	59

$$PCI = 100 - CDV_{\max}$$

$$\begin{aligned} CDV_{\max} &= 83 \\ PCI &= 17 \text{ (MUY MALO)} \end{aligned}$$

### 3.6.2 DEFLEXIONES EN LAS UNIDADES DE ESTUDIO

De la misma manera que en el PCI, se medirán las deflexiones por segmento, pero en este caso considerando para la toma de medidas carriles de derecha e izquierda (pudiendo ser de la misma manera de ida y vuelta en la misma progresiva). Esto se realizara de esta manera para una mejor y mayor correlación de datos ya que la estadísticas mínima para este tipo de ensayos establece mínimamente 30 datos. Entonces considerando los dos carriles se podrá dar credibilidad a esta predicción de datos para fines de cálculos empíricos mediante fórmulas empíricas.

#### 3.6.2.1 CONTROL DEFLECTOMETRICO



- 1) Los controles deflectométricos durante la construcción del pavimento se efectuarán sobre la superficie de la capa de rodadura, para la finalidad de este proyecto en el tramo “ Puerta al Chaco – Hasta el puente Carlazo” empezando en la prog. 0 + 500 y así sucesivamente hasta llegar a los 8 km.
- 2) Los ensayos deberán efectuarse a lo largo de un eje longitudinal paralelo al eje de la vía y ubicado aproximadamente en la parte central de la carretera, tanto en el lado izquierdo como en el derecho.
- 3) Los ensayos de deflexiones se efectuarán empleando una viga Benkelman de brazo simple rebatible, que guarde una de relación punta-pivote y pivote-vástago dial igual a 1:1 (digital **ver figura 3.54**) ; deberá estar equipada con un sistema de vibración interna accionada con baterías, y con un dial indicador diseñado especialmente para este tipo de ensayos, es decir, que sean capaces de dar las lecturas corregidas en forma interna, para la relación de brazos del equipo.

**Figura 3.27** Viga con dial digital.



- 4) Los ensayos para la medición de deflexiones con Viga Benkelman se efectuarán en forma igualmente espaciados a una distancia de 500 m en cada segmento

determinado como muestra representativa, en cada carril. Cada ensayo consistirá en la ejecución de 6 lecturas para determinación de la deformada que adopta la superficie de la capa del pavimento, también llamada “curva de deflexión”, las que se efectuarán a 0, 50, 100, 150, 200 y 500 cm desfasadas del punto inicial de aplicación de carga (ver **Figura 3.55**).

**Figura 3.28** Espaciamiento para lecturas.



- 5) Para la ejecución de los ensayos se empleará la carga estandarizada del eje trasero simple con llantas dobles, de un camión tipo volqueta, con un peso de 8,150 kg y 80 psi de presión de inflado. El tamaño de las llantas del vehículo será 11.00-20 o 12.00-20 de 16 lonas. El peso del eje trasero se alcanzará colocando una carga fija de peso no variable en el tiempo, sobre la tolva de la volqueta.

**Figura 3.29** Representación del ensayo en campo.



**Figura 3.30** Camión para la realización del ensayo.



**Figura 3.31** Toma de lecturas para el calculo



- 6) El Coeficiente de Variación de los valores de Deflexión Máxima no deberá ser mayor de 30%; excepcionalmente se podrá aceptar 35% siempre que se justifique por factores no imputables al proceso constructivo: Por ejemplo, alternancia de sectores en corte y en relleno y/o secciones en media ladera. En caso que el coeficiente de variación exceda el límite recomendado, el tramo de análisis deberá dividirse en secciones de características similares, a fin de eliminar la fuente de dispersión.
  
- 7) Se deberá cumplir con alcanzar un valor de módulo resiliente para la sub rasante de cómo mínimo 900 Kg/cm<sup>2</sup>

Para efecto de cálculo de las de la deflexión característica se utilizara la **ecuación 2.9** establecida en la teoría del capítulo II . Los cálculos de la deflexión del tramo en estudio y serán mostrados en el (**ANEXO 11**). Solo se mostraran resultados como se observa a continuación: El numero por ejemplo (2) indica el orden en el que van los tramos en la comparación de Deflexion y condición de estado con la edad del pavimento.

### **3.6.2.2 RESULTADOS DEL CONTROL DEFLECTOMETRICO**

## TRAMO EN ESTUDIO (2)

### CARRIL DERECHO:

CALCULO DEFLEXION CARACTERISTICA ( Dc )

$$Dc = D + t \times Ds$$

DONDE :

D	=	Deflexión recuperable promedio	13.2
Ds	=	Desviación standard	4.1
t	=	1.645	

$$Dc = 19.93 \times 10^2 \text{ mm}$$

### CARRIL IZQUIERDO :

CALCULO DEFLEXION CARACTERISTICA ( Dc )

$$Dc = D + t \times Ds$$

DONDE :

D	=	Deflexión recuperable promedio	13.8
Ds	=	Desviación standard	4.3
t	=	1.645	

$$Dc = 20.88 \times 10^2 \text{ mm}$$

## TRAMO PARA COMPARACION – ANTES (1)

CALCULO DEFLEXION CARACTERISTICA ( Dc )

$$Dc = D + t \times Ds$$

DONDE :

D	=	Deflexión recuperable promedio	38.9
Ds	=	Desviación standard	1.8
t	=	1.645	

$$Dc = 41.84 \times 10^2 \text{ mm}$$

## TRAMO PARA COMPARACION - DEPUES (3)

CALCULO DEFLEXION CARACTERISTICA ( Dc )

$$Dc = D + t \times Ds$$

DONDE :

D	=	Deflexión recuperable promedio	8.0
Ds	=	Desviación standard	0.5
t	=	1.645	

$$Dc = 8.89 \times 10^2 \text{ mm}$$

### 3.6.3 MÓDULOS RESILIENTES EN LAS UNIDADES DE ESTUDIO (O PORCENTAJES DE CBR)

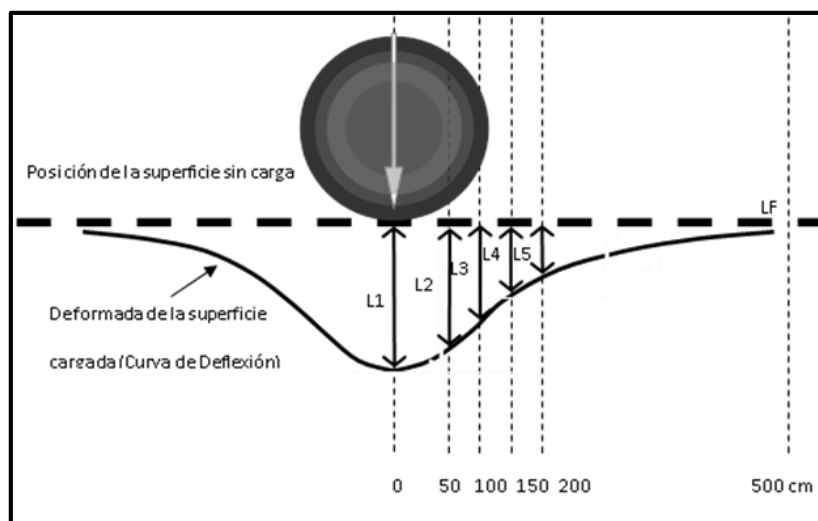
### 3.6.3.1 CÁLCULO DE DEFLEXIONES PARA LA OBTENCION DE LOS MODULOS RESILIENTES

El procedimiento para el cálculo de las deflexiones es simple, para el caso de la deflexión máxima, se debe calcular la diferencia entre la lectura inicial y la lectura final. Para en caso de la deflexión a 50 cm se debe encontrar la diferencia entre la lectura a 50 cm y la lectura final, de igual manera encontrar la diferencia para 100 cm con la lectura final.

Para el entendimiento de este proceso se realizara un ejemplo tomando datos del segmento 1 en la progresiva 0+500 en el carril de lado derecho , las lecturas tomadas son:

Primeramente se ajusta el dial en 0 siendo esta la lectura inicial luego se tomaron 5 lecturas más : 4 (a 50 cm.), 7 (a 100 cm.), 13 (a 150 cm.), 15 (a 200 cm.) y 17 (a 500 cm) siendo esta ultima la lectura final como se muestra en la figura 3., pues se supone que la deformaciones producidas a partir de esta distancia (5 m) es cero.

**Figura 3.32** Esquema para la medición de deflexiones, mostrando las distancias off-set a ser consideradas en los ensayos.



Realizando la resta de los datos obtenidos según lo especificado anteriormente se obtiene (17- 0) 17, (17-4) 13 y así sucesivamente 10, 4 , 2 y 0; ya que en nuestro

laboratorio de asfaltos de la “Universidad Autónoma Juan Misael Saracho” cuenta con equipos sofisticados para distintos ensayos , se realizó el ensayo con una viga digital la cual tiene una relación punta-pivote y pivote-vástago dial igual a 1:1; lo que quiere decir que no es necesario realizar la multiplicación por 2 llegándose así a obtener lecturas reales.

De tablas ya tabuladas por el método Hogg Simplificado (**ANEXO 10**) determinamos el R50 de la relación (Do/Dr) . Para la aplicación del método en la práctica, bastará con medir con la viga Benkelman la deflexión máxima (D0) y una deflexión adicional (DR), a una distancia radial determinada (R), con los que se podrá calcular en forma rápida el módulo de elasticidad o el CBR superficial del suelo de la subrasante como se observa en la teoría con la **Ec.2.7** y anteriormente con la ayuda de tablas ya tabuladas que han sido elaboradas para facilitar la obtención de datos o valores proporcionados por el equipo en el campo.

Con la siguiente tabla obtenida de la teoría , se clasifico los valores de % de CBR obtenidos de las unidades de estudio de acuerdo al rango y cualidad en el que se encuentra:

CBR	Clasificación cualitativa del suelo	Uso
2 - 5	Muy mala	Sub-rasante
5 - 8	Mala	Sub-rasante
8 - 20	Regular - Buena	Sub-rasante
20 - 30	Excelente	Sub-rasante
30 - 60	Buena	Sub-base
60 - 80	Buena	Base
80 - 100	Excelente	Base

De las planillas de deflexiones , determinaremos con las deflexiones los módulos resilientes y en función de ellos , los porcentajes de CBR en cada segmento . Los cálculos se mostraran en el (**ANEXO 12**) y los resultados a continuación:

### **3.6.3.2 RESULTADOS DEL CALCULO DE MODULOS RESILIENTES Y % DE CBR.**

**CARRIL DERECHO :**

Eo	CBR	CONDICION
(kg/cm <sup>2</sup> )	(%)	(Sub-rasante)
1060.42	10.00	Mala
889.47	8.00	Mala
1518.76	14.00	Regular-Bueno
1518.76	14.00	Regular-Bueno
804.60	7.00	Mala
1341.66	12.00	Regular-Bueno
1451.08	13.00	Regular-Bueno
1771.57	16.00	Regular-Bueno
1771.57	16.00	Regular-Bueno
1518.76	14.00	Regular-Bueno
1518.76	14.00	Regular-Bueno
1771.57	16.00	Regular-Bueno
1862.43	17.00	Regular-Bueno
1862.43	17.00	Regular-Bueno
2222.49	20.00	Excelente
2222.49	20.00	Excelente

K= 110 (Suelos granulares finos)

Promedio:  
CBR = 14.25 %

**CARRIL IZQUIERDO**

Eo	CBR	CONDICION
(kg/cm <sup>2</sup> )	(%)	(Sub-rasante)
889.47	8.00	Mala
889.47	8.00	Mala
1341.66	12.00	Regular-Bueno
1451.08	13.00	Regular-Bueno
804.60	7.00	Mala
1184.86	11.00	Regular-Bueno
1341.66	12.00	Regular-Bueno
1771.57	16.00	Regular-Bueno
1518.76	14.00	Regular-Bueno
1451.08	13.00	Regular-Bueno
1451.08	13.00	Regular-Bueno
1771.57	16.00	Regular-Bueno
1862.43	17.00	Regular-Bueno
1862.43	17.00	Regular-Bueno
2222.49	20.00	Excelente
2222.49	20.00	Excelente

K= 110 (Suelos granulares finos)

Promedio:  
CBR = 13.56 %

- Para la validación de los valores obtenidos como un estimado del % de CBR en las unidades de estudio mediante la metodología Hogg Simplificado , se presenta en el (ANEXO 13) el diseño inicial del ensayo de CBR de la sub-rasante del tramo en estudio , ya que los resultados obtenidos por la metodología propuesta y empleada , brinda valores aproximados o semejantes a los determinados en el diseño inicial , siendo adecuada para su uso.



### 3.6.4 RELACIÓN DEL ESTADO CON LOS PORCENTAJES DE FISURAS Y DEMAS FALLAS OBTENIDAS EN LAS UNIDADES DE ESTUDIO

**Cuadro 3.22**

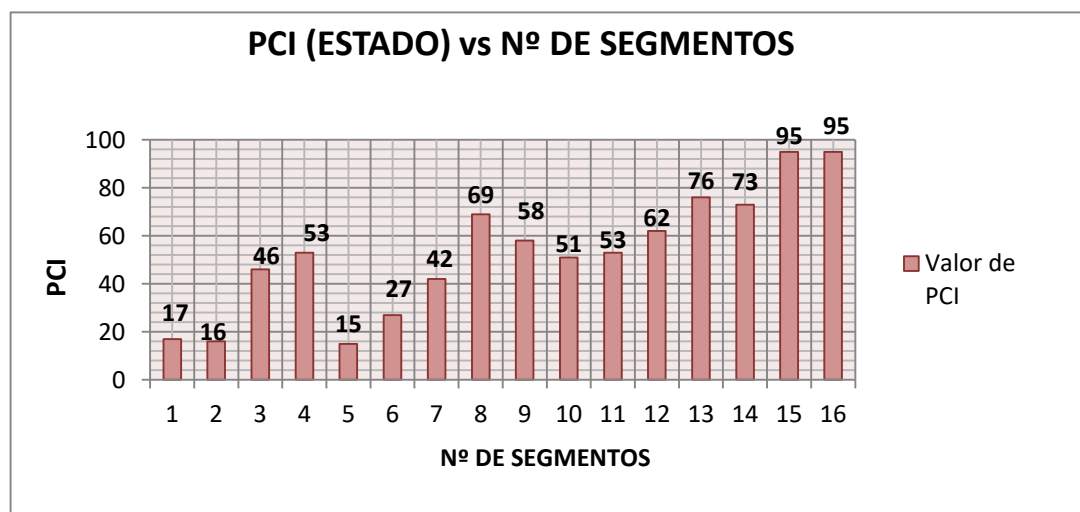
**RESUMEN DE PCI**  
( POR SEGMENTOS)

Nº	PCI	CONDICION
1	17	(MUY MALO)
2	16	(MUY MALO)
3	46	(REGULAR)
4	53	(REGULAR)
5	15	(MUY MALO)
6	27	(MALO)
7	42	(REGULAR)
8	69	(BUENO)
9	58	(BUENO)
10	51	(REGULAR)
11	53	(BUENO)
12	62	(BUENO)
13	76	(MUY BUENO)
14	73	(MUY BUENO)
15	95	(EXELENTE)
16	95	(EXELENTE)

MEDIA = 53

**Fuente :** Elaboración Propia

**Figura 3.33**



**Fuente :** Elaboración propia

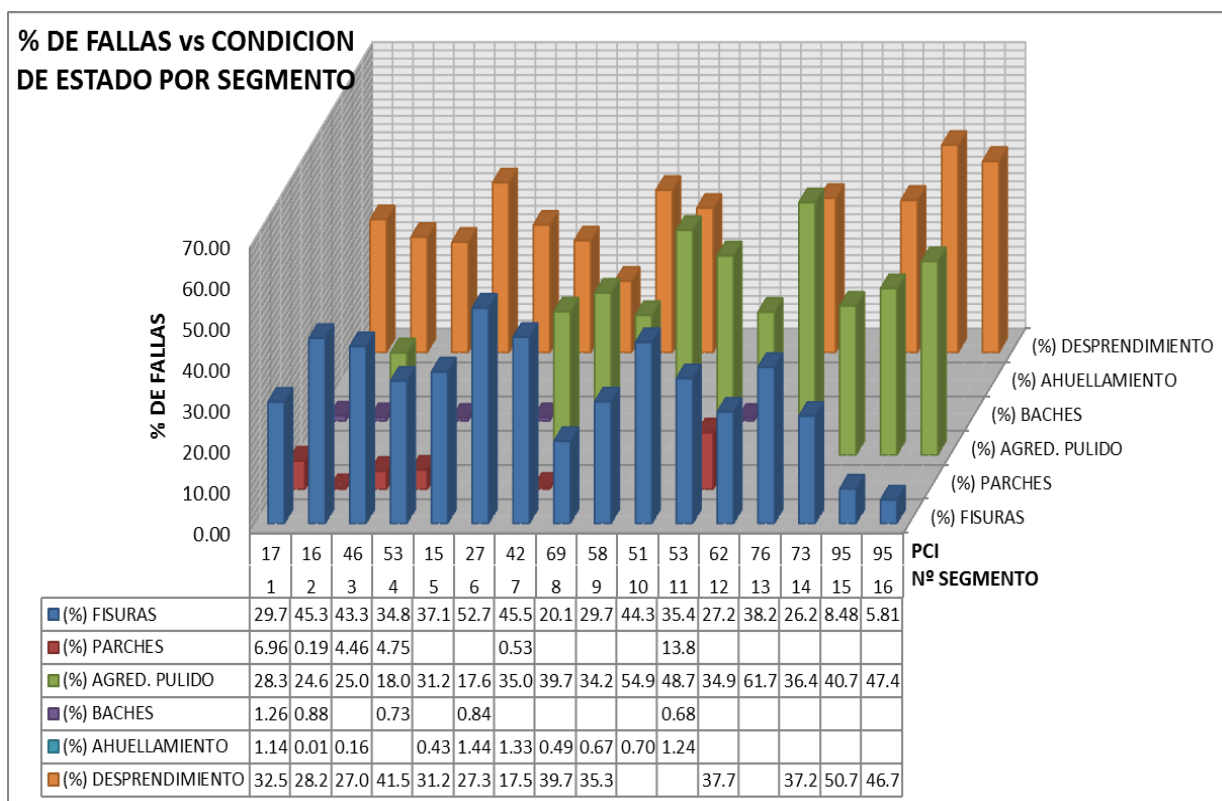
- Los estados de PCI en los segmentos de estudio no son constantes , varían desde 15 (muy Malo) en el segmento 5 , hasta 95 en los segmentos 15 y 16 (Excelente)
- Los PCI más bajos se encuentran en los 6 primeros segmentos y los más altos a partir del segmento 8. Puede ser que en los primeros tramos cortos el pavimento se encuentre en condiciones más críticas o con mayor deterioro.
- El valor promedio del PCI en todo el tramo es de 53.

**Cuadro 3.23** Porcentaje de Fallas vs Condición de estado por segmento

Nº DE SEGMENTOS	(%) FISURAS	(%) PARCHES	(%) AGRED. PULIDO	(%) BACHES	(%) AHUELLAMIENTO	(%) DESPRENDIMIENTO
1	29.73	6.96	28.37	1.26	1.14	32.54
2	45.33	0.19	24.64	0.88	0.01	28.26
3	43.32	4.46	25.05		0.16	27.01
4	34.87	4.75	18.08	0.73		41.57
5	37.11		31.23		0.43	31.23
6	52.71		17.63	0.84	1.44	27.38
7	45.56	0.53	35.06		1.33	17.53
8	20.11		39.70		0.49	39.70
9	29.78		34.23		0.67	35.32
10	44.31		54.99		0.70	
11	35.47	13.85	48.76	0.68	1.24	
12	27.28		34.98			37.74
13	38.21		61.79			
14	26.27		36.47			37.26
15	8.48		40.76			50.75
16	5.81		47.40			46.78
<b>Media :</b>	32.77	5.12	36.20	0.88	0.76	34.85
<b>Max :</b>	52.71	13.85	61.79	1.26	1.44	50.75
<b>Min :</b>	5.81	0.19	17.63	0.68	0.01	17.53

**Fuente :** Elaboracion propia

Figura 3.34



Fuente : Elaboracion Propia

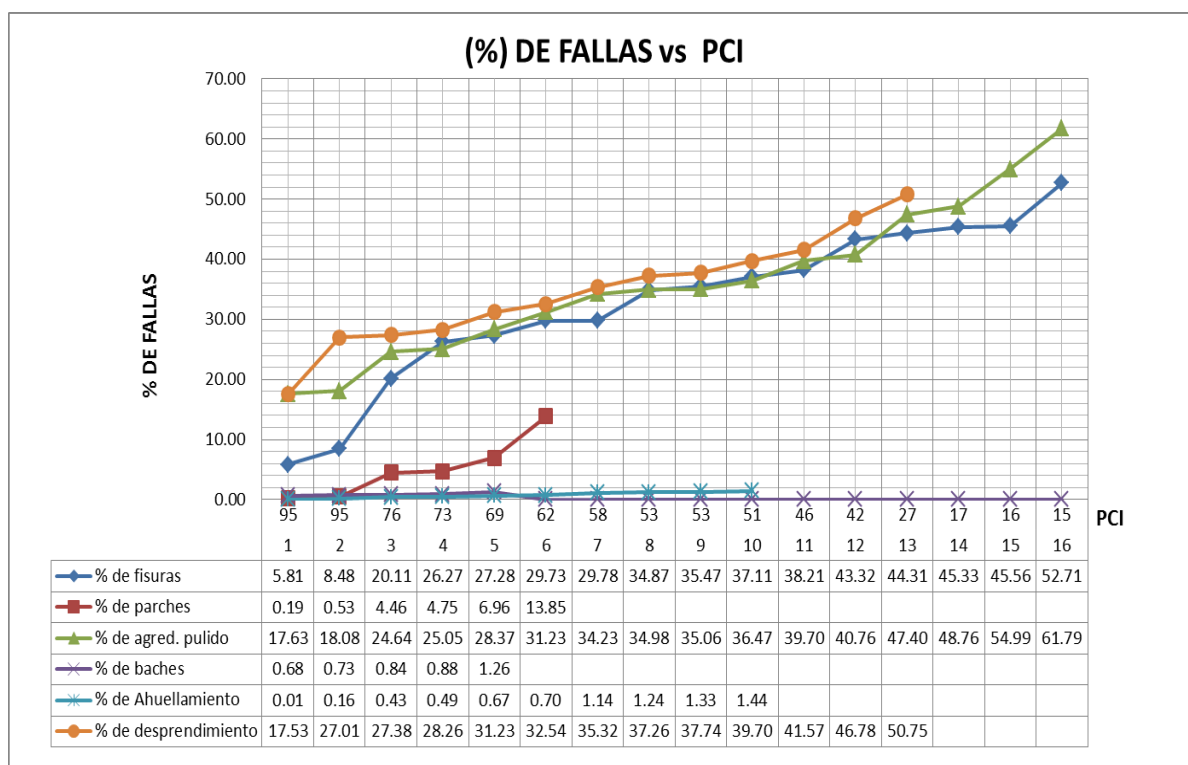
De la gráfica tomando el 100 % de la densidad total para cada falla en la condición de PCI por segmento se obtuvo que:

- En los Porcentajes de Fisuras, la media será 32.77 % , el valor máximo 52.71 y el valor mínimo 5.81 en los segmentos 6 y 16 respectivamente, con estados de PCI de 27 y 95 respectivamente en el orden descrito.
- En los porcentajes de parches, la media será de 5.12 % ,el valor máximo 13.85 y el mínimo 0.19 en los segmentos 11 y 2 respectivamente , con estados de PCI de 53 y 16 respectivamente en el orden descrito.
- En los porcentajes de agregado pulido , la media será de 36.26 % ,el valor máximo 61.79 y el mínimo 17.63 en los segmentos 13 y 6 respectivamente , con estados de 76 y 27 respectivamente en el orden descrito.

- En los porcentajes de baches , la media será de 0.88 % ,el valor máximo 1.26 y el mínimo 0.68 en los segmentos 1 y 11 respectivamente , con estados de PCI de 17 y 53 respectivamente en el orden descrito.
- En los porcentajes de ahuellamiento, la media será de 4.11 % ,el valor máximo 34.23 y el mínimo 0.01 en los segmentos 9 y 2 respectivamente con estados de PCI de 58 y 16 respectivamente en el orden descrito.
- En los porcentajes de desprendimiento, la media será de 34.85 % ,el valor máximo 50.75 y el mínimo 17.53 en los segmentos 15 y 7 respectivamente con estados de PCI de 95 y 42 respectivamente en el orden descrito.

### 3.6.4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Figura 3.35



Fuente : Elaboración Propia

- Los valores obtenidos para el **porcentaje de fisuración** se ajustan a una tendencia lineal en el que el rango es aceptable, ya que es mayor al 90 %.

$$y = 2.6506x + 10.242$$

$$R^2 = 0.922$$

- Se puede deducir de la gráfica que a segmentos de % de fisuración bajos, el PCI también será alto, es decir habrá una mejor condición de estado.
- En la gráfica se observa que en el eje del PCI los valores comienzan de mayor a menor porque están en función a los % de fisuras.
- Las demás fallas cumple con las mismas condiciones, pero en este caso como es propósito de estudio la fisuración, se analizó solamente este fenómeno.

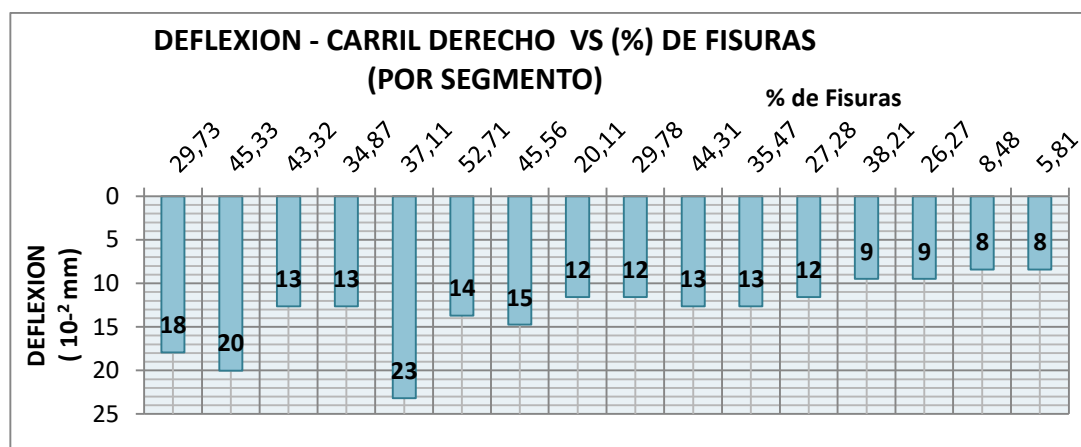
### 3.6.5 RELACIÓN DE LAS DEFLEXIONES CON EL ESTADO CON LOS PORCENTAJES DE FISURAS EN LAS UNIDADES DE ESTUDIO

**Cuadro 3.24** Relación de Deflexión con porcentaje de fisuras

Nº de segmentos	DEFLEXION	DEFLEXION	PROMEDIO	(% FISURAS)
	( $10^{-2}$ mm) CARRIL DERECHO	( $10^{-2}$ mm) CARRIL IZQUIERDO		
1	18	20	19	29.73
2	20	20	20	45.33
3	13	14	13	43.32
4	13	15	14	34.87
5	23	23	23	37.11
6	14	15	14	52.71
7	15	14	14	45.56
8	12	12	12	20.11
9	12	13	12	29.78
10	13	15	14	44.31
11	13	15	14	35.47
12	12	12	12	27.28
13	9	9	9	38.21
14	9	9	9	26.27
15	8	8	8	8.48
16	8	8	8	5.81
Media	13	14	14	32.77

**Fuente :** Elaboración propia

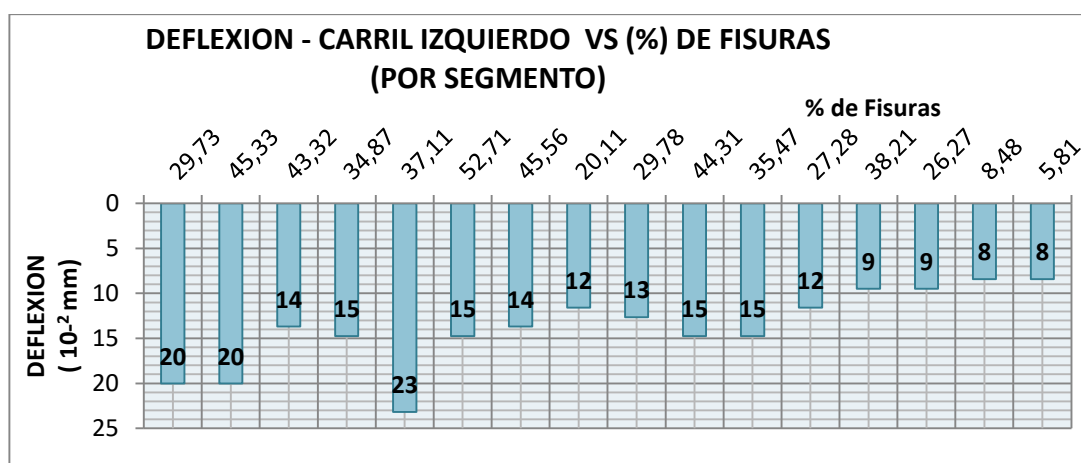
Figura 3.36



Fuente : Elaboración propia

- En los 16 segmentos que tenemos, las deflexiones mayores se presentan en los segmentos 1,2 y 5 con 18 ,20 y 23 ( 10<sup>-2</sup> mm) respectivamente en el orden descrito
- Los segmentos que menor deflexión tienen son los segmentos 15 y 16 ,que tienen 8 y 8 ( 10<sup>-2</sup> mm) respectivamente en el orden descrito.
- La deflexión media que se tiene en el carril es de 13 ( 10<sup>-2</sup> mm)

Figura 3.37



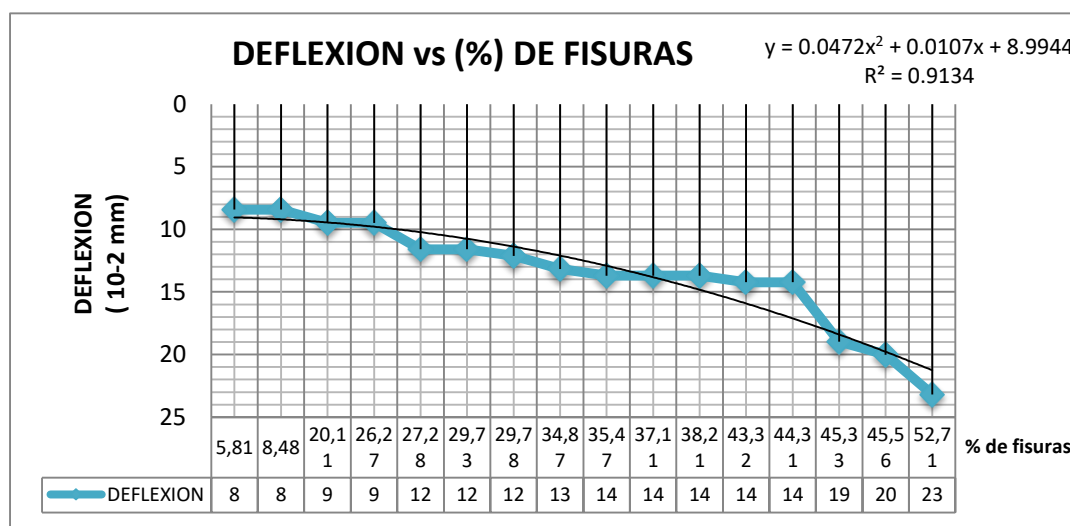
Fuente : Elaboración Propia

- En los 16 segmentos que tenemos, las deflexiones mayores se presentan en los segmentos 1, 2 y 5 con 20 ,20 y 23 (  $10^{-2}$  mm) respectivamente en el orden descrito.
- Los segmentos que menor deflexión son los 15 y 16 ,con una deflexión de 8 y 8 (  $10^{-2}$  mm) respectivamente en el orden descrito.
- La deflexión media que se tiene en el carril es de 14 (  $10^{-2}$  mm).

### 3.6.5.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

**Figura 3.38**

(Valores promedio de Carril Derecho –Izquierdo)



**Fuente :** Elaboración propia

- Los resultados obtenidos se ajustan a una tendencia polinómica ya que se trata de una curva parabólica de deflexión y cumple con el parámetro del rango mayor al 90 %.

$$y = 0.0472x^2 + 0.0107x + 8.9944$$

$$R^2 = 0.9134$$

- Se puede deducir de la siguiente grafica que en los segmentos donde exista mayor deflexión (23 10-2 mm), mayor también será la existencia de fisuras en dicho segmento (52 .71 %), como lo es en este caso y viceversa.

### 3.6.6 RELACIÓN DE LOS MÓDULOS RESILIENTES (% DE CBR) CON LOS PORCENTAJES DE FISURACION EN LAS UNIDADES DE ESTUDIO

**Cuadro 3.25**

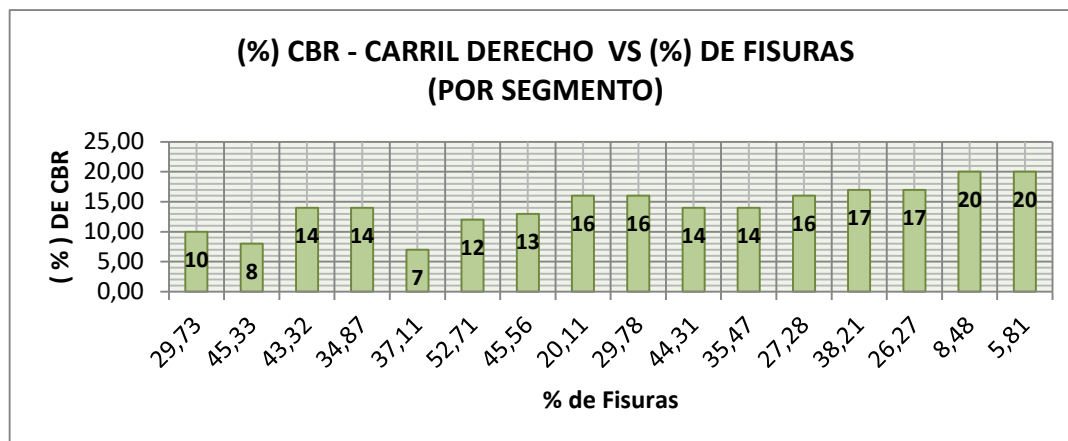
Relación (%) de CBR con (%) de fisuras

Nº de segmentos	CBR (%)	CBR (%)	PROMEDIO	(%) FISURAS
	CARRIL DERECHO	CARRIL IZQUIERDO		
1	10.00	8.00	10.00	29.73
2	8.00	8.00	8.00	45.33
3	14.00	12.00	13.00	43.32
4	14.00	13.00	13.50	34.87
5	7.00	7.00	7.00	37.11
6	12.00	11.00	11.50	52.71
7	13.00	12.00	12.50	45.56
8	16.00	16.00	16.00	20.11
9	16.00	14.00	15.00	29.78
10	14.00	13.00	13.50	44.31
11	14.00	13.00	13.50	35.47
12	16.00	16.00	16.00	27.28
13	17.00	17.00	17.00	38.21
14	17.00	17.00	17.00	26.27
15	20.00	20.00	20.00	8.48
16	20.00	20.00	20.00	5.81
Media	14	14	13.91	32.77

**Fuente :** Elaboración propia



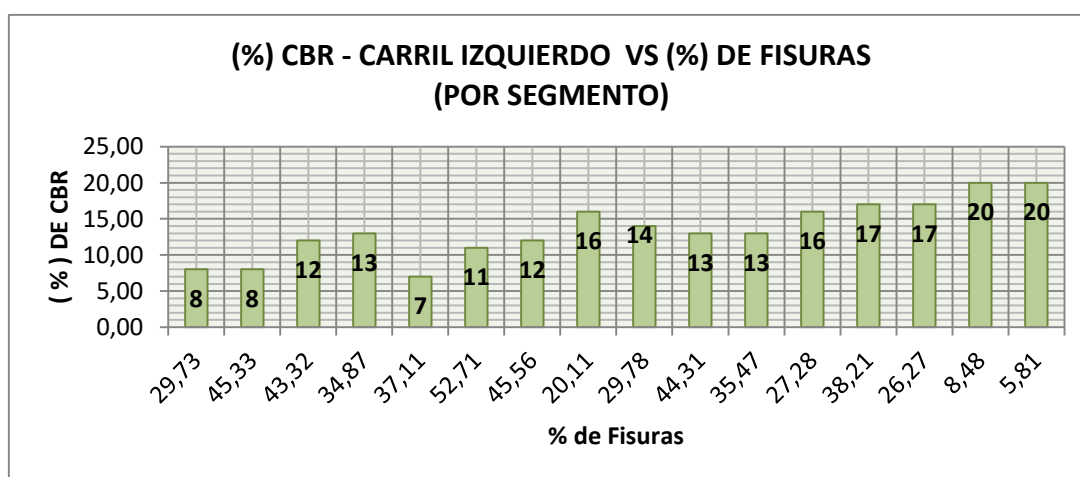
Figura 3.39



Fuente : Elaboración propia

- De los 16 segmentos que tomamos para nuestro estudio, los CBR mayores se presentan en los segmentos 13,14,15, y 16 con valores de 17 , 17 , 20 y 20 (%) respectivamente en el orden descrito.
- Los segmentos que menor CBR tienen son los segmentos 1 , 2 y 5 , que presentan valores de 10 , 8 y 7 (%) respectivamente en el orden descrito.
- El CBR medio que se tiene en el carril es del 14 %.

Figura 3.40



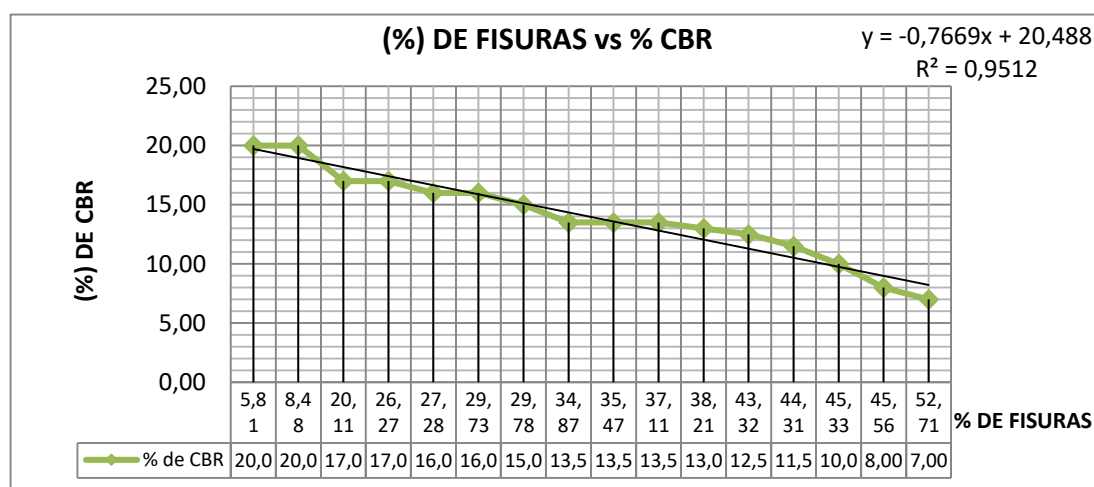
Fuente : Elaboración propia

- De los 16 segmentos que tomamos para nuestro estudio, los CBR mayores se presentan en los segmentos 13 , 14 ,15 y 16 con valores de 17 , 17 , 20 y 20 (%) respectivamente en el orden descrito.
- Los segmentos que menor CBR tienen son los segmentos 1, 2 y 5 que presentan valores de 8 ,8 y 7 (%) respectivamente en el orden descrito.
- El CBR medio que se tiene en el carril es del 14 %.

### 3.6.6.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

**Figura 3.41**

(Valores promedio de Carril Derecho –Izquierdo)



**Fuente :** Elaboración propia

- Los resultados obtenidos se ajustan a una tendencia lineal debido a una buena dispersión de los datos y que el rango es aceptable siendo mayor al 90 % de los requerido.

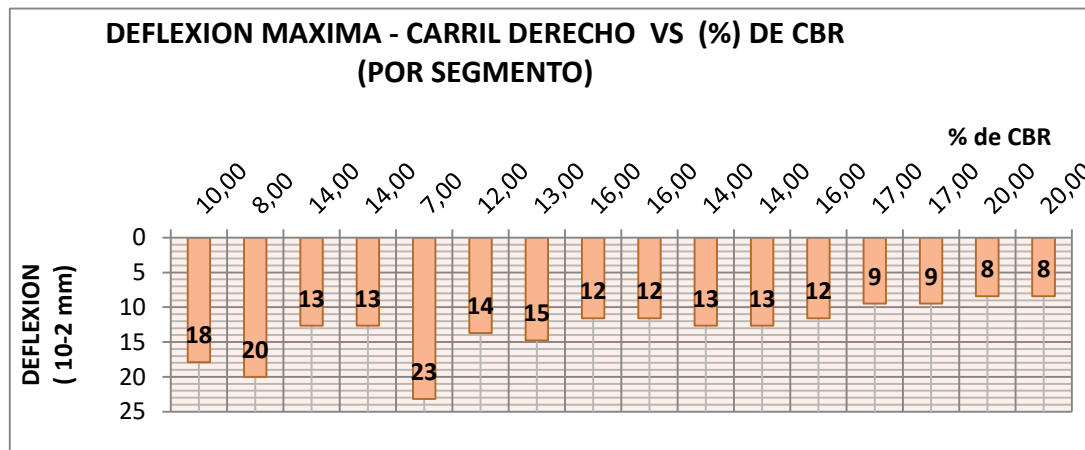
$$y = -0.7669x + 20.488$$

$$R^2 = 0.9512$$

- Se puede deducir de la gráfica que a segmentos de (%) de fisuración bajos existirán mejores propiedades resilientes y por lo tanto (%) de CBR altos, es decir habrá una mejor condición de estado soporte, resistencia a cargas o viceversa.
- En la gráfica también podemos observar que la curva es decreciente hacia el eje de las abscisas dando un ajuste lineal negativo.

### 3.6.7 RELACIÓN DE LAS DEFLEXIONES RESPECTO A LOS (%) CBR EN LAS UNIDADES DE ESTUDIO.

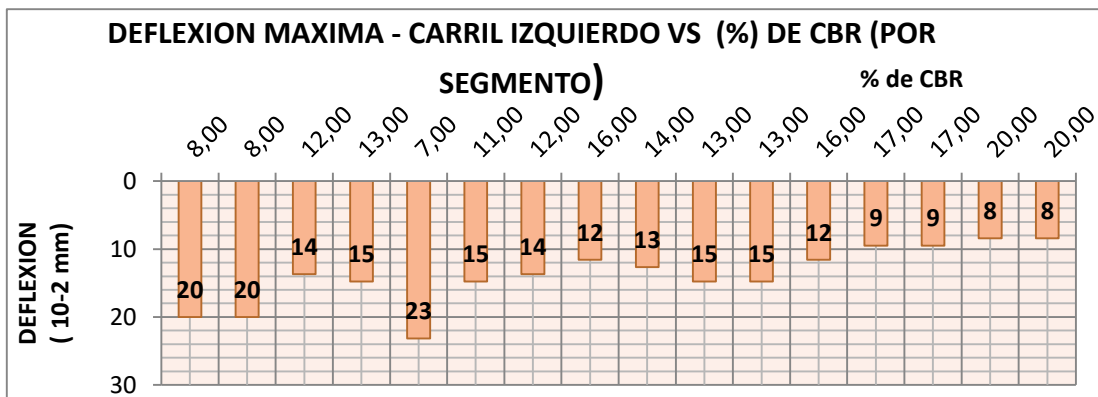
Figura 3.42 Relación Deflexión con (%) de CBR



Fuente : Elaboración propia

- En la siguiente grafica se observa que las deflexiones más altas se encuentran en los segmentos 1 ,2 y 5 con valores de 18 ,20 y23 (10-2 mm) y las menores en los segmentos 15 y 16 con valores 8 y 8 (10-2 mm) respectivamente en el orden descrito.
- Los CBR más altos se encuentran en los segmentos 15 y 16 con valores de 20 y 20 (%) y los menores en los segmentos 2 y 5 , con valores de 8 y 7 (%) respectivamente en el orden descrito.

Figura 3.43



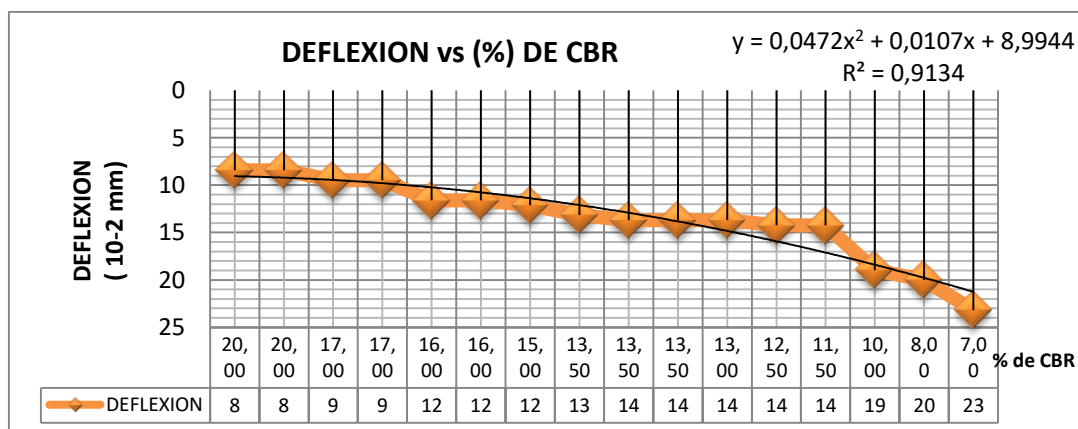
Fuente : Elaboración propia

- En la siguiente grafica se observa que las deflexiones más altas se encuentran en los segmentos 1 ,2 y 5 con valores de 20 , 20 y 23 (10-2 mm) y las menores en los segmentos 15 y 16 con valores 8 y 8 (10-2 mm) en el orden descrito.
- Los CBR más altos se encuentran en los segmentos 15 y 16 con valores de 20 y 20 (%) y los menores en los segmentos 1,2 y 5 con valores de 8 ,8 y 7 (%) respectivamente en el orden descrito.

### 3.6.7.1 ANALISIS DE RESULTADOS

Figura 3.44

(Valores promedio de Carril Derecho –Izquierdo)



Fuente : Elaboración propia

- Los resultados obtenidos se ajustan a una tendencia polinómica (curva parabólica) en el que el rango es aceptable ya que es mayor al 90 %.

$$y = 0.0472x^2 + 0.0107x + 8.9944$$

$$R^2 = 0.9134$$

- Claramente se observa que a mayor deflexión , habrá menor % CBR , como en el caso de para una deflexión de 23 (10-2 mm) , el CBR será del 7 % y viceversa.
- Los valores en el eje de los CBR fueron tomados al revés, de mayor a menor en la gráfica porque el CBR se encuentra en función a la deflexión, es inversamente proporcional.

### **3.7 ANÁLISIS DE LA DEFORMACIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO EN FUNCIÓN A LA EDAD DEL PAVIMENTO O TIEMPO DE VIDA ÚTIL.**

Para poder hacer un análisis de la deformación del pavimento y condición de estado en función a la edad del pavimento, se hizo una comparación entre tramos vecinos . Siendo el primero Cruce Yesera - Puerta al Chaco que se encuentra antes del tramo en estudio y el segundo “ Carlazo - Puente Jarcas ” que se encuentra después del tramo en estudio . Para lograr este objetivo al igual que en el tramo en estudio se realizó la evaluación superficial y estructural en los tramos vecinos obteniendo condiciones de estado representativos y valores de deflexión.

### 3.7.1 RELACIONES ENTRE LAS VARIABLES CALCULADAS Y EDADES SUS PAVIMENTOS.

**Cuadro 3.26**

Relación de la Deflexión y (%) CBR con la edad del pavimento

	TRAMO COMPARACION 1(antes)	TRAMO EN ESTUDIO 2	TRAMO COMPARACION 3(después)
<b>DEFLEXION</b> Característica ( 10-2 mm)	42	20	9
<b>PCI ( Promedio)</b>	-	53	93
<b>AÑOS</b>	12 (2004)	8 (2008)	6 (2010)

**Fuente :** Elaboración propia

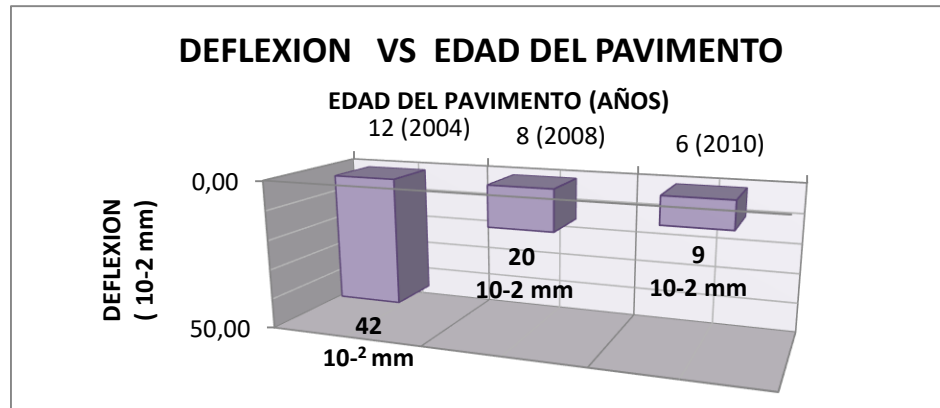
DEFLEX. DER.	20	} Tramo en estudio
DEFLEX. IZQ.	21	
Promedio =	20	

**Cuadro 3.27** Resumen PCI del tramo para comparación

**RESUMEN DE PCI - TRAMO DESPUES (3)**  
( POR SEGMENTOS)

Nº	PCI	CONDICION
1	94	(EXELENTE)
2	93	(EXELENTE)
3	91	(EXELENTE)
4	96	(EXELENTE)
5	92	(MUY MALO)
MEDIA =	93.2	

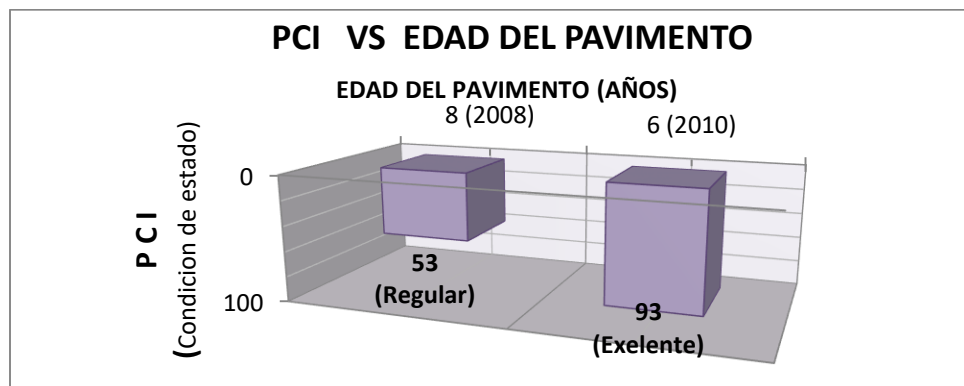
Figura 3.45



**Fuente :** Elaboración propia

- El pavimento del tramo en comparación ( antes) tiene una vida útil de 12 años y presenta una mayor deflexión de 42 ( $10^{-2}$  mm) que el tramo en estudio con 8 años de edad y una Deflexion de 20 ( $10^{-2}$  mm) y que el otro tramo en comparación ( después) que tiene una vida útil de 6 años y una deflexión de 9 ( $10^{-2}$  mm).

Figura 3.46



**Fuente :** Elaboración propia

- El pavimento del tramo en estudio tiene una vida útil de 8 años y presenta una condición promedio de estado PCI de 53 (Regular) y el tramo en comparación

(después) tiene una vida útil de 6 años y presenta una condición de estado promedio de 93 (Excelente) .

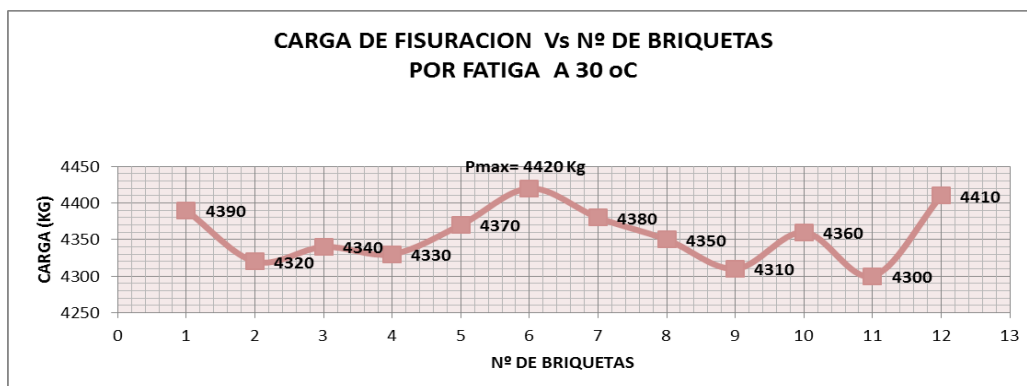
### 3.7.2 ANALISIS DE RESULTADOS.

- De la gráfica de deflexión con la edad del pavimento entre el tramo en estudio y los tramos en comparación, se puede deducir que a mayor edad, existe mayor deflexión, es decir las propiedades resilientes son altas y viceversa.
- De la gráfica de PCI con la edad del pavimento solo se realizó una comparación entre el gramo en estudio y el tramo después en de la que se puede deducir o determinar que a mayor edad existirá una menor condición de estado y viceversa, como ocurre en nuestro caso, en el que el tramo en estudio , presenta una mayor preponderancia de fallas.
- Existes una tendencia lineal en ambos casos debido a que se obvio para el análisis a un tramo anterior al tramo en estudio , debido a que se realizó un recapado en el año 2004 poniendo en duda de cuanto seria su espesor de la capa ahora tomando en cuenta también al que fue diseñado.

## 3.8 ANÁLISIS DE SU RESISTENCIA POR FATIGA Y CONDICIÓN TERMICA

### 3.8.1 A TEMPERATURA CONSTANTE

**Figura 3.47** Relación de carga de fisuración en laboratorio (Temperatura constante)



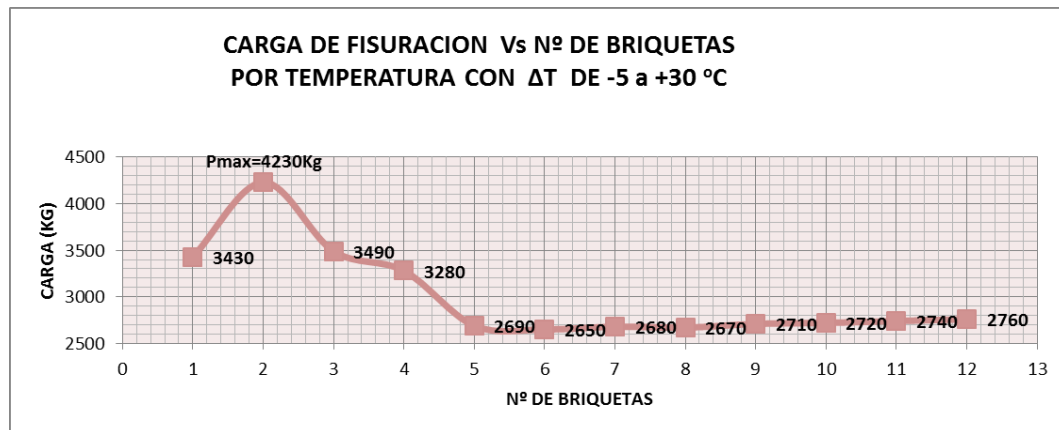


**Fuente :** Elaboración propia

- Se puede determinar que a una temperatura constante, existe mucha variación en la aplicación de cargas a las briquetas asfálticas hasta llegar a su carga máxima de deformación.

### 3.8.2 CON GRADIENTE TERMICO

**Figura 3.48** Relación de carga de fisuración en laboratorio (con gradiente térmico)



**Fuente :** Elaboración propia

- Se puede determinar que con una serie de gradientes térmicos, la carga de deformación a las briquetas asfálticas varía en una escala considerable hasta llegar a su carga máxima.

## CAPITULO IV

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 4.1 CONCLUSIONES

- De los materiales (agregados) que han servido en la investigación para la misma reproducción de la mezcla asfáltica que se usó en el momento del diseño inicial , realizando una comparación , se obtuvo características parecidas en sus resultados de las pruebas cumpliendo así también con las especificaciones de las Normas AASSTHO establecidas para el diseño tomadas en dicho diseño inicial como indica en el siguiente cuadro :

AGREGADOS						
Ensayo	Unidad	Diseño Inicial	Diseño Reproducido	Especificaciones		Designacion AASHTO
				Minimo	Maximo	
Peso especifico agregado grueso	gr./cm <sup>3</sup>	2.700	2.709			T-85
Peso especifico agregado fino	gr./cm <sup>3</sup>	2.680	2.680			T-84
Desgaste los Angeles - Grava (3/4")	%	28.1	27.34		40	T-96
Desgaste los Angeles - Gravilla (3/8")	%	29.26	29.14		40	T-96
Limite Plastico	%	N.P.	N.P.			T-90
Limite Liquido	%	-	15.1			
Caras Fracturadas	%	96.25	85.9	75		
Equivalente de arena	%	82.4	64.2	45		T-176

- De la misma manera que en los agregados , se usó el mismo Cemento Asfaltico para la reproducción de la mezcla obteniendo características similares a las que fueron obtenidas en el momento del diseño inicial cumpliendo con las especificaciones de la Norma AASSTHO establecidas para su elaboración , como indica la comparación en el siguiente cuadro :

CEMENTO ASFALTICO						
Ensayo	Unidad	Diseño	Diseño	Especificaciones		Designacion
		Inicial	Reproducido	Minimo	Maximo	AASHTO
Peso especifico	gr./cm <sup>3</sup>	1.00	1.02	1.00	1.05	T-228
Punto de inflamacion	°C	251.0	> 253	232		T-48
Penetracion a 25 °C ,100 gr , 5 seg.	mm.	86.7	90.2	85	100	T-49
Viscosidad Saybol Furol a 135 °c	seg.	87.0	137.0	85		T-202

- En el diseño Marshall de la reproducción de la mezcla se obtuvieron características parecidas a las del diseño inicial , cumpliendo con las Normas o especificaciones de la AASSTHO , como se indica en el siguiente cuadro :

CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA - DISEÑO MARSHALL					
DESCRIPCION	Unidad	Diseño inicial	Diseño Reproducido	ESPECIFICACIONES	
				Minimo	Maximo
Densidad Teorica	gr./cm <sup>3</sup>	2.458	2.338		
Densidad Real de la Mezcla	%	2.3625	2.336		
Vacios Totales	%	3.03	4	2	4
Vacios de Agregado Mineral	%	15.836	17.9	> 15	
Relacion Bitumen Vacios	%	80.7	77.9	75	82
Estabilidad	Libras	2553.3	2032	1500	
Fluencia	(1/100")	9.6	10.5	8	18
Cemento Asfáltico	%	5.4	6.12		
Temperatura de Aplicación	°C	123-124	153-158		
Temperatura de Compactacion	°C	121-122	134-142		

	Diseño inicial	Mezcla Reproducida	
MATERIAL	%	%	Unidad
Grava 3/4"	23.65	30	En peso
Gravilla 3/8"	23.65	18.8	En peso
Material Fino	47.3	45.1	En peso
C.A. (85-100)	5.4	6.12	En peso
TOTAL	100	100	En peso

- Se concluye que al simular o reproducir la misma mezcla asfáltica en laboratorio, con la que se usó en el momento de su diseño en el tramo de estudio, no son determinantes para la investigación de la causa de fisura en dicha mezcla, sino que nos sirve para como dato para verificar si la mezcla asfáltica es parecida a ala del diseño inicial y presenta las mismas características, por lo que se pudo verificar su parecido.
- Con la reproducción de la mezcla y realización de briquetas Marshall se pudo determinar mediante ensayos de flexión-tracción cargas máximas a dichas briquetas tomando como factor asociado al sometimiento de las mismas a temperaturas constantes y a gradientes térmicos antes de la aplicación de cargas. Pudiendo observar y comprobar inicios de fisuración en las que las cargas mayores se obtienen con temperaturas constantes como  $P = 4420 \text{ Kg}$  y cargas poco menores con gradientes térmicos como  $P = 4230 \text{ Kg}$  llegando a la conclusión de que estos factores como fatiga ( repetición de cargas y temperatura ) son los más incidentes en la mezcla asfáltica usada en el tramo en estudio estableciendo una carga  $P_{\text{max}} = 4420 \text{ Kg}$ . como un indicador de peso para el tráfico de vehículos y a partir de esta o cargas mayores pueden provocarse fisuras con severidades mayores o menores en función al tiempo de vida útil.
- Desarrollado la evaluación por el método de estado superficial de PCI a los segmentos determinados como muestras , se tiene los siguientes resultados más significativos:
  - Valor máximo de PCI : 95 , en el segmento 15 (Condición – Excelente )
  - Valor mínimo de PCI : 15 ,en el segmento 15 (Condición – Muy malo)
  - Valor medio de PCI : 53 , de todos los segmentos
  - Sectores con PCI más críticos: Los 1 , 2 y 5 con PCI de 17 , 16 y 15 .

- De la investigación realizada en el tramo se concluye que en los sectores donde el PCI es bajo, tienen la mayor cantidad de fisuración como 52.71 % en el segmento 6 y 45.56 % en el segmento 7 y viceversa. De la misma manera ocurre en las demás fallas , a menor PCI ,mayor falla.
- Del **cuadro 3.22** resultado de la evaluación superficial PCI , se concluye que tomando el 100 % de todas las fallas indiferentemente del agregado pulido y desprendimiento el más predominante es el % de fisuras (Piel de cocodrilo , fisura en bloque , fisura de borde y fisuras longitudinales y transversales) siendo este la principal causa y origen del deterioro del pavimento ya que en este nacen o dan lugar al formación de las demás fallas. Observando la escala de acuerdo a la evaluación en el siguiente cuadro :

	3	4	1	5	6	2
Nº DE SEGMENTOS	(%) FISURAS	(%) PARCHES	(%) AGRED. PULIDO	(%) BACHES	(%) AHUELLAMIENTO	(%) DESPRENDIMIENTO
Media :	32.77	5.12	36.20	0.88	0.76	34.85
Max :	52.71	13.85	61.79	1.26	1.44	50.75
Min :	5.81	0.19	17.63	0.68	0.01	17.53

- De la relación entre porcentaje de fallas con porcentaje de fisuración concluye que se tiene que mayor porcentaje de fallas se tiene mayor porcentaje de fisuras y que la fisuración en el tramo pudo haber sido producto de diferentes causas de las cuales se descartan algunas como : El mal comportamiento de capas ,fallas geológicas , estabilidades , mala conformación de las muestras o en todo caso capacidad estructural. Y se apropian como factores más importantes y incidentes al las cargas del tráfico vehicular y factores climáticos como la temperaturas las cuales son fueron el principal objetivo de estudio , ya que estos están directamente relacionados con las distintas fallas que se presentan en el

tramo en estudio siendo los más incidentes de tomando en cuenta el tipo de carretera y la variación de clima en la zona.

- De la evaluación estructural llevada a cabo con la con viga Benkelman para saber la condición estructural del pavimento , se obtuvo los siguientes valores promedios representativos de ambos carriles del control deflectometrico :
  - Deflexión máxima: 23 (  $10^{-2}$  mm) en el segmento 5.
  - Deflexión mínima: 8 (  $10^{-2}$  mm) en el segmento 15.
  - Deflexión media 14 (  $10^{-2}$  mm) de todos los segmentos
  - Sectores con mayor deflexión: Los segmentos 1,2 y 5 con 18 ,20 y 23 (  $10^{-2}$  mm) respectivamente en el orden descrito.
  - Sectores con menor deflexión: Los segmentos 15 y 16 , que tienen 8 y 8 (  $10^{-2}$  mm) respectivamente en el orden descrito.
  - Relacionando los Valores de Deflexion y % de fisuras del **cuadro 3.25** , se concluye que a menor porcentaje de fisuras (5.81), existe una menor deflexión ( 8  $10^{-2}$  mm).
  
- En el análisis del módulo resiliente o CBR( superficial) , con la ayuda del Método Hogg Dogg empleando los resultados de la deflectometria proporcionados por la Viga Benkelman, se obtuvo CBR remanentes en todos los segmentos ,con valores promedios de los dos carriles donde el máximo es 20 % , el mínimo es 7 % y un valor promedio 13.91 % , pudiendo comprobar mediante el **cuadro 3.20** en la aplicación pratica ,que los valores obtenidos como resultados están dentro de los CBR admisibles y presenta condiciones aceptables de soporte para una capa subrasante . De esta manera se descarta la posibilidad de que la fisuracion haya podido originarse a partir de las capas inferiores.
  - Relacionando los Valores de % de Fisuras y % de CBR del **cuadro 3.27** , se concluye que a menor porcentaje de fisuras (5.81 %), existe una mejor condición de CBR (20 %).

- Relacionando los valores de Deflexión con el % de CBR en el **cuadro 3.29** , se llega a la conclusión de que a menores deflexiones (  $8 \cdot 10^{-2}$  mm) ,existe una mejor condición de CBR ( 20 %).
- Realizando una comparación con otros tramos vecinos , tramo (1) – Antes del tramo en estudio y tramo (3) – después del tramo en estudio ) ,también evaluados con la Viga Benkelman se comprueba con los resultados obtenidos de la deflectometría descritos en el **cuadro 3.30** que , a menor edad , la condición de CBR es mayor y a mayor edad , la condición de CBR es menor ,es decir disminuye como es el caso de para 12 años el % CBR es 11 , para 8 años ( que en este caso es nuestro tramo en estudio) el % de CBR es 14 y para una edad de 6 años el % de CBR es 21.
- Por ultimo concluimos que edad del pavimento puede influir también en la deflexión del pavimento demostrando que a mayor edad en servicio se tiene mayor deflexión siendo que a 12 años se tiene una deflexión de  $42 ( 10^{-2}$  mm) ,a 8 años se tiene una deflexión de  $20 ( 10^{-2}$  mm) y a 6 años una deflexión de  $9 ( 10^{-2}$  mm).

## 4.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda como una buena práctica la utilización del método Hogg Dogg Simplificado para la obtención de módulos resilientes con los cuales se obtiene el CBR remanente como medida de evaluación.
- Se recomienda tener mucho cuidado en la recolección de datos en la evaluación del tramo, en el uso de los equipos , porque datos erróneos podrían ser muy determinantes para obtener indicadores saber de las condiciones se encuentra el tramo.
- El trabajo realizado nos permite establecer como recomendación que es importante la selección de segmentos de estudio para obtener un resultado de los indicadores de estado y otros que sean representativos del tramo.
- Se recomienda ampliar las investigaciones de estado del pavimento para obtener con mayor certeza la causa de fisuración que predomina en un pavimento flexible con métodos como el IRI ( Índice de Rugosidad Internacional) .
- Para futuros estudios en diferentes tramos, propiamente en pavimentos flexibles, se recomienda usar nuevos métodos o implementar otros equipos como el deflectómetro de impacto que debido a su practicidad, proporciona datos y resultados favorables para una evaluación estructural .



