

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

En la actualidad el transporte por carretera, tanto de pasajeros como de carga es el modo predominante dentro de nuestro país, las actividades de transporte por carretera tienen consecuencias para el desarrollo económico y calidad de vida de todos los ciudadanos.

Para mantener la red vial en condiciones de hacer frente a las demandas, son necesarias grandes inversiones tanto en la conservación de la infraestructura existente, como en la construcción de nuevas carreteras.

Para que la circulación resulte cómoda es necesario disponer de una capa de rodadura que reúna las condiciones adecuadas durante todo el año, especialmente en la estación de lluvias, tiempo en el cual resulta más peligroso el transporte por carretera.

Los problemas más frecuentes en tiempos de lluvia que se producen son la pérdida de adherencia entre el neumático y el pavimento, la disminución de visibilidad del conductor, ambos provocados como consecuencia de la capa de agua que queda en la superficie de rodadura. La pérdida de adherencia deja al conductor con poco control de su vehículo impidiéndole maniobrar en forma segura, si a esto le agregamos el agua que proyectan los vehículos a su paso y la neblina que se forma en la parte de atrás de los vehículos de gran tamaño hacen de la conducción en días lluviosos una actividad poco confortable e insegura. Han ocurrido muchos accidentes de tránsito provocados por los diferentes problemas ya mencionados predominantes en épocas de lluvia.

Para evitar estos problemas se necesita que el agua que cae en la superficie, sea evacuada rápidamente y esto se alcanza con el uso de las mezclas drenantes.

Las mezclas asfálticas drenantes son aquellas mezclas asfálticas cuyo porcentaje de vacíos es lo suficientemente alto para permitir que a través de ellos filtre el agua con rapidéz y pueda ser evacuada hacia las bermas, cunetas u otros elementos de drenaje, evitando así su permanencia en la superficie de la vía (capa de rodadura), incluso bajo precipitaciones intensas y prolongadas.

Para que una mezcla pueda considerarse como drenante debe tener un contenido inicial de vacíos del 16% al 25%, el cual permite una permeabilidad adecuada en este tipo de mezclas. Este elevado porcentaje de huecos se logra mediante el uso de una granulometría

especial, con un alto porcentaje de áridos gruesos.

Las mezclas drenantes tienen las siguientes ventajas: Mayor resistencia al deslizamiento bajo lluvia y eliminación del hidroplaneo, elevada resistencia al deslizamiento a altas velocidades, reducción del agua dispersada por el paso de vehículos, mejora la visibilidad con la capa de rodadura mojada, reducción del hidroplaneo, etc. Así mismo las muestras drenantes tienen sus desventajas como ser, mayor costo inicial, diseño geométrico riguroso y pérdida de drenabilidad.

El diseño de las Mezclas Drenantes o Porosas se establece como un compromiso entre su porosidad y su resistencia al desgaste. El equilibrio de estas propiedades, trae como consecuencia una mezcla óptima, ya que al ser éstas contrapuestas, el aumento de la porosidad suele inducir una disminución de la resistencia al desgaste. Esta última es necesaria para que la capa no se desintegre y pueda responder satisfactoriamente a las necesidades del tránsito.

Las capas de mezclas drenantes exponen a la película de ligante que rodea a los agregados a la acción de los rayos ultravioletas, catalizador de la oxidación y la humedad. Resulta crítico que la película de ligante tenga suficiente espesor para resistir estos efectos. Cuando se busca extender el período de vida, se lo hace con mayor espesor de película asfáltica. Es aquí donde los **asfaltos modificados** encuentran su aplicación sumando la adición de filler (generalmente cal) mejorando la cohesión y durabilidad de la mezcla y contribuyendo a reducir significativamente la tendencia al escurrimiento en comparación con los asfaltos convencionales.

Las metodologías normalmente utilizadas son:

- Método Cántabro (Origen España)
- Metodología Australiana (Open Graded Asphalt Design Guide, originada en la Australian Asphalt Pavement Association).

Los pavimentos convencionales son utilizados en la mayoría de los tramos carreteros, tanto como para una capa de rodadura o como para una capa de recapado, estos pavimentos son utilizados con cemento asfáltico común, así también la metodología a utilizar para el diseño de este tipo de pavimentos es el método Marshall.

Actualmente es necesaria la realización de un recapado en el tramo LA MAMORA -

EMBOROZU, ya que la carretera se encuentra en un gran deterioro, todo esto ocasionado por los constantes derrumbes que sufre la zona, ya que es un lugar donde existe mucha humedad y siempre que es temporada de lluvias existe un derrumbe de los taludes laterales a la carretera, si bien recordamos, este tramo fue inaugurado el año 2005, y hasta la fecha transcurrieron 7 años por lo cual no se debería necesitar un recapado, ya que este se lo debe realizar cada 10 o 15 años, pero como se encuentra en muy mal estado, es necesario realizar un recapado para todo el tramo.

1.2. JUSTIFICACION

En el país existen carreteras que no cuentan con una capa de rodadura adecuada para el tipo de clima existente en estas regiones, siendo muy peligroso transitar en estas rutas especialmente en tiempo de lluvias.

El uso de las mezclas drenantes es una solución adecuada para muchas carreteras que actualmente se encuentran en pésimo estado de transitabilidad.

En la actualidad en nuestro medio no se utiliza este tipo de mezclas, debido al poco conocimiento de sus ventajas y a la falta de parámetros propios de diseño.

Es por esta razón que se llevará a cabo una investigación y realizar el diseño en laboratorio de una mezcla asfáltica drenante utilizando los métodos, Cántabro y Australiano, para obtener parámetros y resultados que puedan ser aplicados en nuestro medio.

La aplicación de esta mezcla se la pretende realizar en un futuro cercano en el recapamiento del tramo “LA MAMORA – EMBOROZU”.

En respuesta a la necesidad del mantenimiento y preservación de esta ruta departamental es que se considera necesario realizar el diseño de una mezcla asfáltica que pueda ser usada en el recapamiento de este tramo carretero, porque el mismo permitirá la durabilidad y conservación de este importante tramo.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar una mezcla asfáltica drenante en el laboratorio, que pueda ser utilizada como recapado asfáltico en el tramo “LA MAMORA – EMBOROZU”.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ✓ Obtener datos y parámetros de este tipo de mezclas, para calcular el porcentaje óptimo de asfalto.
- ✓ Evaluar en laboratorio el comportamiento de la mezcla drenante diseñada.
- ✓ Diseñar un espesor de recapado que cumpla con las especificaciones técnicas y de seguridad, que pueda ser implementado en un futuro al tramo “LA MAMORA – EMBOROZU”
- ✓ Diseñar una mezcla asfáltica convencional para efectuar una comparación con la mezcla asfáltica drenante.
- ✓ Plantear una mezcla asfáltica drenante con pavimento convencional para efectuar una comparación con la mezcla asfáltica drenante con cemento asfáltico con polímeros.
- ✓ Evaluar el estado superficial de la capa de rodadura, según las metodologías empleadas para el tramo “LA MAMORA – EMBOROZU”.
- ✓ Comparar los resultados obtenidos con los diferentes métodos de diseño.
- ✓ Comparar y analizar los costos entre una mezclas asfáltica convencional y una mezcla asfáltica drenante con polímeros.

1.4. ALCANCE DEL TRABAJO

Con este trabajo se pretende diseñar una mezcla asfáltica drenante en laboratorio que pueda ser utilizada como capa de rodadura en la ruta “LA MAMORA - EMBOROZU” y de esta manera

mejorar las condiciones de transitabilidad que presenta este tramo carretero, para esto se realizaran las siguientes actividades:

- Un diagnóstico de la actual capa de rodadura.
- El trabajo de investigación será desarrollado en los laboratorios del Servicio Departamental de Caminos (SEDECA), donde se realizaran los ensayos de laboratorio de los agregados (granulometría, durabilidad, peso específico, peso unitario, etc).
- Como ya se cuenta con los agregados se trabajara con aquellos que cumplan con las especificaciones técnicas requeridas.
- De igual manera se realizara los ensayos de laboratorio para los diferentes cementos asfálticos.
- Con los datos que ya se tiene de los ligantes se realizara una comparación, observando cual tiene mejores características y pueda ser usado en la mezcla que pretendemos diseñar.
- Se diseñará la mezcla asfáltica drenante en caliente en laboratorio, utilizando el método **Cántabro y la metodología Australiana con cemento asfáltico convencional.**
- Se diseñará la mezcla asfáltica drenante en caliente en laboratorio, utilizando el método **Cántabro y la metodología Australiana con cemento asfáltico con polímeros.**
- Se realizarán 3 probetas para cada porcentaje de cemento asfáltico. Estos porcentajes son de 3%; 3,5%, 4%, 4,5% , 5% y 5,5%, para poder alcanzar el porcentaje óptimo.
- La mezcla será diseñada con las características y especificaciones de una mezcla asfáltica drenante.
- Se efectuará el diseño de pavimentos convencionales, mediante el método Marshall.
- Se efectuará la evaluación del tramo para determinar los problemas de drenaje, fallas y deterioros que existen.
- Se efectuará un análisis de precios y costos.

CAPITULO II

MEZCLAS ASFALTICAS DRENANTES

2.1. DEFINICION DE MEZCLA ASFALTICA

Las mezclas asfálticas, también reciben el nombre de aglomerados, están formadas por una combinación de agregados pétreos, ligante asfáltico y polvo mineral que le da cohesión al conjunto.

Las mezclas asfálticas se utilizan en la construcción de carreteras, aeropuertos, pavimentos industriales, entre otros, también 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 combinación de los agregados y el cemento asfáltico se realizan en forma mecánica en centrales fijas o móviles, para luego ser transportadas a obra y allí se extienden y compactan.

2.1.1. CLASIFICACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

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 al ambiente, pues en caso contrario, estos materiales no pueden extenderse y menos aún compactarse adecuadamente.

Las mezclas asfálticas en caliente son las de uso más generalizado, se emplean tanto en vías urbanas, autopistas, carreteras de todo tipo y pistas de aeropuertos.

- **Mezclas asfálticas en Frío:** Están referidas a aquellas cuya combinación de agregados más cemento asfáltico se han realizado a temperaturas bajas sin necesidad de diluir el ligante con un proceso de calentamiento. Estas mezclas también reciben el nombre de emulsiones que es la combinación de agregados, cemento asfáltico, agua y un emulsor químico, donde el agua actúa como aceite fluidificante del cemento asfáltico.

La producción de emulsiones son prácticamente en industrias 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. De manera general todas las mezclas que se utilizan tienen más de un 3% de huecos en la mezcla, por ello dentro de estas mezclas podemos mencionar:

- **Mezclas Cerradas:** También denominadas mezclas densas, cuyo porcentaje de vacíos no supera el 6%, estas mezclas son las más empleadas para la conformación de capa de rodadura, sin embargo por su pequeño porcentaje de huecos hace que sean prácticamente impermeables, cumpliendo así la misión que tienen de proteger a las capas inferiores del pavimento y a la subrasante de la acción destructora del agua.
- **Mezclas Semi-cerradas o Semi-densas:** Estas mezclas tienen un porcentaje de

huecos entre 6% y 12% lo que hace que sean bastante parecidas a las anteriores. La diferencia estriba en sus curvas granulométricas que se alejan de la máxima compacidad, menores contenidos de filler y en consecuencia menores contenidos de cemento asfáltico.

- **Mezclas Abiertas:** Son mezclas constituidas exclusivamente por agregados grueso y asfalto, de manera que exista entre ellas una estructura mineral que resiste al rozamiento interno.

Son mezclas que tienen un porcentaje de huecos mayor al 12%. Debido a su gran flexibilidad producto de la baja relación de filler y ligante, estas mezclas pueden ser utilizadas en capas de rodadura de pequeño espesor (hasta 5 cm) para carreteras que soportan tráfico ligero.

- **Mezclas Porosas o Drenantes:** Son mezclas con un porcentaje muy elevado de vacíos que varía entre el 16% al 25%, lo que les proporciona una gran permeabilidad, son empleadas en las capas de rodadura con este tipo de mezclas se consigue que el agua de lluvia que cae sobre la calzada evacue rápidamente por infiltración, además de reducir las proyecciones de agua sobre los vehículos, mejora la transitabilidad al mejorar el contacto de rueda-pavimento, destaca el bajo nivel de ruido de la superficie mojada de rodadura y mejora las características superficiales como la reflexión de la luz con la superficie húmeda.

La porosidad de las mezclas se consigue empleando una granulometría con reducidos contenidos de arena, en general por debajo del 15%, ya que así la superficie específica del agregado resulta notablemente inferior a la de una mezcla cerrada y con los porcentajes de ligante no muy elevados se consigue una mezcla durable y con resistencia al envejecimiento.

d) Por el Tamaño máximo del agregado pétreo

- **Mezclas Gruesas:** Donde el tamaño máximo del agregado pétreo excede los 10 mm. Son mezclas cuya ventaja principal es que proporcionan un agregado de textura grande, sin embargo tienen el inconveniente de que cuando no se las extiende en capas de suficiente espesor se pueden producir arrastres del agregado

durante la puesta en obra. Son mezclas que están normalizadas, cuyos tamaños máximos nominales especificados son 10, 12, 20 y 25 mm.

Se recomienda que el espesor de la capa compactada sea tres veces mayor al tamaño máximo nominal del agregado empleado.

- **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.

Estas mezclas son aplicadas en capas de muy pequeño espesor, lo que evita los eventuales problemas que pudieran existir con respecto a la altura del bordillo de las calles.

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. Son las más utilizadas en casi todos los países, se adaptan a cualquier tipo de sollicitación y cualquier espesor de capa, y comparadas con las mezclas sin esqueleto mineral resultan más económicas debido a que su contenido de asfalto es más reducido. 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, son mezclas que tienen elevadas proporciones de filler y de betún, de manera que si existe agregado grueso se halla disperso en la masa que forma el mástico.

Al tener una elevada proporción de betún su precio es elevado, además su extensión es difícil, lo que encarece aún más el producto.

f) Por la Granulometría

- **Mezclas Continuas:** En estas mezclas, los diferentes tamaños de agregados se combinan de manera que la curva granulométrica sea continua, es decir que no

tenga quiebres repentinos, puesto que las partículas más finas irán a rellenar los huecos que dejan los agregados gruesos.

Este tipo de granulometría, tiende a formar estructuras cerradas, dicha granulometría es un factor muy importante que se debe tomar en cuenta en la dosificación, puesto que es preciso un espacio mínimo de huecos en la mezcla que garantice los cambios de volumen del asfalto con la temperatura y para su posterior compactación.

- **Mezclas Discontinuas:** Son mezclas relativamente impermeables, aunque tienen los huecos suficientes para permitir el aumento de volumen de asfalto, mientras que su granulometría es discontinua al faltar tamaños comprendidos entre 2 y 8 mm, teniendo características de agregado grueso y asfalto menos críticas que en las granulometrías continuas.

g) Masillas

Son unas mezclas con elevadas proporciones de polvo mineral y de ligante, de manera que si hay agregado grueso, se haya disperso en la masilla formada por aquellos, este tipo de mezcla no trabaja por rozamiento interno y su resistencia se debe a la cohesión que proporciona la viscosidad de la masilla.

Las proporciones de asfalto son altas debido a la gran superficie específica de la materia mineral. Dada la sensibilidad a los cambios de temperatura que puede tener una estructura de este tipo, es necesario rigidizar la masilla y disminuir su susceptibilidad térmica mediante el empleo de asfaltos duros, cuidando la calidad del polvo mineral y mejorando el ligante con adiciones de fibras.

Los asfaltos fundidos, son de este tipo, son mezclas de gran calidad, pero su empleo está justificado únicamente en los tableros de los puentes y en las vías urbanas, incluso en aceras, de los países con climas fríos y húmedos.

En la Tabla 2.1, se presenta un resumen de la clasificación de las mezclas asfálticas más utilizadas en la construcción de carreteras, aeropuertos y pavimentos.

2.1.2. PROPIEDADES GENERALES DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

El diseño de una mezcla asfáltica, para un uso específico, debe considerar las siguientes propiedades:

1. Estabilidad.- Una de las características más importantes que debe tener una mezcla asfáltica, es la de ser capaz de soportar el paso de las cargas y de resistir tensiones que se van a producir con deformaciones tolerables. La estabilidad depende de la fricción interna y de la cohesión.

La fricción interna está en función de la estructura superficial, granulometría del agregado, forma de las partículas, densidad de la mezcla y cantidad de asfalto. Es una combinación de la resistencia friccional y de la trabazón del agregado en la mezcla. Dicha resistencia friccional aumenta con la rugosidad superficial de las partículas del agregado y también con el área de contacto entre partículas.

La cohesión es la fuerza aglutinante propia de una mezcla asfáltica para pavimentación. El asfalto sirve para mantener las presiones de contacto desarrolladas entre las partículas del agregado.

La estabilidad se suele evaluar empíricamente, por lo tanto es una representación intrínseca del material, es decir de su rozamiento interno y de su cohesión. El método más utilizado para evaluar la estabilidad es el ensayo Marshall.

2. Durabilidad.- Propiedad de una mezcla asfáltica que indica su capacidad de resistir la desintegración debida al tránsito y al clima.

Se sabe que las capas de rodadura están sometidas a agresiones externas de diversa índole, a parte de la acción de las cargas, como ser la radiación solar, heladas, derrame de aceites y combustibles, factores que afectan la durabilidad de las mezclas.

El envejecimiento de las mezclas es sumamente complejo, por diversas causas y procesos difíciles de definir. Algunos de estos procesos son irreversibles, mientras que a otros se les puede hacer frente con los llamados agentes rejuvenecedores, que son sustancias que actúan sobre el ligante de la mezcla tratando de hacerle recobrar sus características iniciales.

3. Flexibilidad.- Capacidad de una mezcla asfáltica de adaptarse a asentamientos graduales y movimientos en la base y subrasante. Los asentamientos diferenciales en el relleno de un terraplén ocurren ocasionalmente y es casi imposible desarrollar una densidad uniforme en la subrasante durante su construcción porque las secciones o porciones de pavimento

tienden a comprimirse y asentarse bajo tránsito. Por esta razón un pavimento asfáltico debe tener la capacidad de adaptarse a asentamientos localizados o diferenciales, sin quebrarse. Generalmente la flexibilidad se incrementa con altos contenidos de asfalto y agregados de granulometría abierta.

4. Resistencia a la fatiga.- Es la capacidad del pavimento asfáltico de soportar repetidas flexiones debido al paso de las cargas de ruedas de los vehículos.

La determinación de la resistencia a la fatiga se la desarrolla en laboratorio, sometiendo probetas a ensayos de cargas repetidas, para diferentes deformaciones radiales, se obtiene el número de aplicaciones de carga que conducen a la rotura de la probeta ensayada.

Las pruebas han demostrado que la cantidad de asfalto es extremadamente importante, cuanto mayor es el contenido de asfalto, mayor la resistencia a la fatiga.

5. Resistencia al deslizamiento.- Esta propiedad expresa la capacidad que debe tener el pavimento asfáltico de ofrecer resistencia al deslizamiento de las llantas, especialmente cuando la superficie de rodado está húmeda. Los factores para la obtención de alta resistencia al deslizamiento son generalmente los mismos que aquellos con los que se obtiene una alta estabilidad.

Los principales contribuyentes son: adecuados contenidos de asfalto y agregados con textura superficial rugosa y resistencia al pulimento, además de tener una granulometría abierta.

6. Impermeabilidad.- Es la resistencia que tiene un pavimento al paso del agua dentro o a través del mismo.

Las mezclas asfálticas tienen como misión proteger la infraestructura, frente a la acción del agua que cae sobre la calzadas, por ello se debe de dotar a las mezclas una elevada impermeabilidad misma que no tiene que estar confinada a la capa de rodadura, existiendo por ello las denominadas mezclas porosas o drenantes, las cuales si permiten el paso del agua por la capa de rodadura, siendo la capa base la que debe estar totalmente impermeabilizada.

2.2. DEFINICION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS DRENANTES.-

Las mezclas asfálticas drenantes son aquellas mezclas asfálticas cuyo porcentaje de vacíos

es lo suficientemente alto para permitir que a través de ellos filtre el agua con rapidez y pueda ser evacuada hacia las bermas, cunetas u otros elementos de drenaje, evitando así su permanencia en la superficie de la vía (capa de rodadura), incluso bajo precipitaciones intensas y prolongadas.

Para que una mezcla pueda considerarse como drenante debe tener un contenido inicial de vacíos del 16% al 25%, el cual permite una permeabilidad adecuada en este tipo de mezclas. Este elevado porcentaje de huecos se logra mediante el uso de una granulometría especial, con un alto porcentaje de áridos gruesos.

El uso de las mezclas drenantes cambia radicalmente el concepto tradicional de una carpeta de rodado impermeable, traspasando la función de proteger de los efectos negativos del agua a la capa subyacente. Esta deberá ser impermeable y con un buen diseño geométrico que asegure el escurrimiento del agua a los drenes laterales y no se infiltre a capas inferiores del camino.

Las mezclas drenantes pueden fabricarse tanto en caliente como en frío, empleando como ligantes betunes puros o emulsiones asfálticas modificadas o no.

2.2.1. VENTAJAS DE LAS MEZCLAS DRENANTES

- *Mayor resistencia al deslizamiento bajo lluvia y eliminación del hidroplaneo.*- Al presentarse el fenómeno del hidroplaneo se produce una pérdida total del control sobre la dirección del vehículo, al existir una película de agua entre los neumáticos y la capa de rodadura, lo cual ocasiona la disminución de adherencia entre el neumático y la carpeta de rodadura con lo que aumentan los riesgos de accidentes.

Las mezclas drenantes al tener mayor cantidad de vacíos producen una mejora en estos casos debido a que aumenta la macrotextura del pavimento y elimina el agua de la superficie con mayor rapidez.

- *Elevada resistencia al deslizamiento a altas velocidades.*- En las mezclas asfálticas drenantes los parámetros de macrotextura obtenidos son siempre altos, por lo cual la pérdida de resistencia al deslizamiento con la velocidad depende fundamentalmente de la macrotextura de la superficie de rodadura.

- **Reducción del agua dispersada por el paso de vehículos.**- La seguridad y la comodidad del conductor se ve afectada en tiempo de lluvia por el agua dispersada por los vehículos, especialmente por los camiones y volquetas que no poseen guardafangos, disminuyendo o afectando la visibilidad y las maniobras de adelantamiento. Las mezclas drenantes por su gran porosidad disminuyen de forma radical estas dispersiones, hasta prácticamente eliminarlas, incluso bajo lluvias intensas y prolongadas.

- **Mejora la visibilidad con la capa de rodadura mojada.**- En pavimentos convencionales mojados y sobre superficies de macrotextura lisa se produce la reflexión de la luz de los vehículos que circulan en sentido contrario durante la noche, presentándose el deslumbramiento de los conductores. Al eliminarse la película de agua con las mezclas drenantes y dotar la rodadura de una textura rugosa se reduce la reflexión de la luz de los vehículos y se mejora la visibilidad de las marcas viales.

- **Reducción del ruido.**- Las mezclas drenantes tienen la capacidad de absorber los ruidos provocados principalmente por el contacto que se produce entre el neumático y el pavimento cuando el vehículo está en movimiento. Los huecos interconectados entre sí permiten el paso del aire, atenuando los efectos sonoros. Tanto el conductor como el entorno se ven favorecidos por esta reducción.

2.2.2. DESVENTAJAS DE LAS MEZCLAS DRENANTES

- **Mayor costo inicial.**- Estas mezclas se construyen con asfaltos modificados y áridos que encarecen los costos de construcción.

- **Diseño geométrico riguroso.**- La mezcla se debe extender sobre una capa que sea impermeable, estructuralmente estable y además que tenga una geometría que permita la evacuación del agua hacia los laterales.

- **Pérdida de drenabilidad.**- Las mezclas porosas en el transcurso de su vida útil pueden colmatarse por la acumulación de polvo y otros agentes contaminantes como arena, materia orgánica, etc. Es importante señalar que, si bien pierde sus propiedades drenantes, seguirá funcionando como carpeta de rodado. Actualmente existen técnicas de lavado a presión que pueden limpiar las mezclas retardando su colmatación.

2.2.3. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE MEZCLAS DRENANTES

El diseño de las Mezclas Drenantes o Porosas se establece como un compromiso entre su porosidad y su resistencia al desgaste. El equilibrio de estas propiedades, trae como consecuencia una mezcla óptima, ya que al ser éstas contrapuestas, el aumento de la porosidad suele inducir una disminución de la resistencia al desgaste. Esta última es necesaria para que la capa no se desintegre y pueda responder satisfactoriamente a las solicitaciones del tránsito.

Las capas de mezclas drenantes exponen a la película de ligante que rodea a los agregados a la acción de los rayos ultravioletas, catalizador de la oxidación y la humedad. Resulta crítico que la película de ligante tenga suficiente espesor para resistir estos efectos. Cuando se busca extender el período de vida, se lo hace con mayor espesor de película asfáltica. Es aquí donde los asfaltos modificados encuentran su aplicación sumando la adición de filler (generalmente cal) mejorando la cohesión y durabilidad de la mezcla y contribuyendo a reducir significativamente la tendencia al escurrimiento en comparación con los asfaltos convencionales.

El rol del ligante es mantener los agregados con suficiente cohesión para resistir desprendimientos y desplazamientos. La durabilidad del ligante está vinculada con la oxidación y el mantenimiento de su poder cohesivo. El empleo de ligante en exceso va en detrimento del objeto de una mezcla drenante al restringir los vacíos, y tiende a provocar un escurrimiento del ligante durante el transporte.

Los tramos en servicio ponen de manifiesto que la falla de estas mezclas, se produce por desintegración, al no poder resistir los esfuerzos tangenciales y de succión de los neumáticos de los vehículos.

Una propiedad muy importante que deben poseer las mezclas bituminosas, es una gran resistencia a la acción del agua, en particular las mezclas porosas. Por efecto del agua, pueden desintegrarse rápidamente, sobre todo cuando se emplean áridos y ligantes con problemas de adhesividad.

La elección del tamaño máximo nominal, está vinculada a las funciones de la mezcla y el espesor de capa a construir. En general se recomienda que para tener una adecuada compactación en obra el espesor de la capa de rodamiento posea 2,5 veces el tamaño

máximo nominal del agregado. No obstante esto, para atenuar posibles efectos de inestabilidad el espesor máximo se limita a 4 veces el tamaño máximo nominal.

La composición granulométrica debe encuadrarse dentro del huso granulométrico seleccionado. La máxima porosidad la provee un agregado de un sólo tamaño, sin embargo por condiciones de durabilidad es necesario una mínima cantidad de mortero para proveer, junto al ligante, la cohesión necesaria a la mezcla.

2.2.4. MATERIALES GRANULARES PARA MEZCLAS ASFALTICAS DRENANTES

En las mezclas asfálticas los agregados constituyen normalmente el 90 al 95% en peso total de la mezcla, donde la naturaleza y la calidad del agregado son de vital importancia y es importante conocer su identificación o procedencia, ya que estos agregados están en forma natural o artificial en nuestro medio.

Tabla 2.1. Resumen Clasificación de Mezclas Asfálticas

PARAMETRO DE CLASIFICACION	TIPO DE MEZCLA
FRACCIONES DE AGREGADO EMPLEADO	Masilla
	Mortero
	Concreto
	Macadam
TEMPERATURA DE PUESTA EN OBRA	Caliente
	Frio
HUECOS EN LA MEZCLA (h)	Cerradas ($h > 6\%$)
	Semicerradas ($6\% < h < 12\%$)
	Abiertas ($h > 12\%$)
	Drenantes ($16\% < h < 25\%$)
TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO	Gruesas ($T_{max} > 10\text{mm}$)
	Finas ($T_{max} < 10\text{mm}$)
ESTRUCTURA DEL AGREGADO	Con esqueleto mineral
	Sin esqueleto mineral
GRANULOMETRIA	Continuas
	Discontinuas

2.2.4.1. AGREGADOS NATURALES

Los agregados naturales son los más empleados en la fabricación de las mezclas asfálticas y estos se encuentran en canteras, en depósitos de origen fluvial y también proceden de la disgregación de rocas.

2.2.4.2. AGREGADOS ARTIFICIALES

Estos agregados resultan de procesos industriales de los cuales son un subproducto o bien el tratamiento industrial de los agregados naturales, también proceden de la trituración o fragmentación de rocas, son utilizados en la construcción de mezclas asfálticas, cuando los proyectos tienen que cumplir especificaciones rígidas, consideraciones ambientales y eventual escasez de agregados naturales.

Desde otro punto de vista los agregados artificiales pueden clasificarse en función de su empleo en las capas de rodadura (en virtud de su color, dureza, textura, etc.) y como subproductos de agregados manufacturados.

2.2.4.3. CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS GRUESOS

Llamamos agregados gruesos a los retenidos en el tamiz N° 4, consisten de piedra triturada, grava triturada o una combinación de ambos, también pueden ser materiales que se presentan naturalmente en estado fracturado o en agregados naturales muy angulosos con textura superficial áspera o rugosa.

En general el agregado grueso debe cumplir con los siguientes requisitos:

- Los agregados gruesos no estarán recubiertos de arcilla, limo u otras sustancias perjudiciales ni contendrán otros agregados de material fino.
- El porcentaje de los agregados gruesos empleados en las capas de desgaste no será mayor del 40% cuando se ensayen por el método AASTHO T-96.
- No se utilizarán en capas de rodadura, agregados que tiendan a pulimentarse.
- Los agregados no deben tener más del 20% de fragmentos suaves.
- Los agregados gruesos, al ser sometidos a cinco ensayos alternativos de resistencia, mediante sulfato de sodio, empleando el método AASTHO T-104, no podrá tener una pérdida de peso mayor a 12%.

- Cuando se utilice grava o cantos rodados triturados, no menos de un 50% en peso de las partículas retenidas por el tamiz N° 4 deberá tener por lo menos una cara fracturada.
- El tamaño máximo del agregado no deberá ser mayor que las 2/3 partes del espesor total de la carpeta proyectada.
- La absorción del material no deberá ser mayor al 5%.
- La densidad aparente del material no debe ser menor de 2.3%.

2.2.4.4. CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS FINOS

Son considerados agregados finos, aquellos que pasan por el tamiz N° 4 y en general deben cumplir las siguientes características:

- Constaran de arena natural o de material obtenido del machaqueo de grava o piedra.
- Las partículas deben ser limpias, resistentes, duraderas, moderadamente angulosas y sin revestimiento de arcilla u otros aglomerados de material fino.

Cuando sea necesario mezclar agregados finos de uno o varios orígenes para producir la granulometría deseada, se acopiaran los agregados de cada tamaño u origen junto a la planta mezcladora en montones independientes separados por muros u otros elementos equivalentes.

2.2.4.5. CARACTERISTICAS DEL FILLER MINERAL

Se considera filler mineral al material que pasa por el tamiz N° 200 y es fundamental en el comportamiento de algunas mezclas asfálticas, en función de su naturaleza fina, finura, actividad y la proporción en la que entra a formar parte de la mezcla.

- El filler mineral está compuesto de partículas muy finas generalmente de caliza, cal apagada, cemento portland u otra sustancia mineral aprobada no plástica.
- El material debe estar perfectamente seco y no contener grumos.
- La parte del filler mineral que pasa por el tamiz N° 200 se considera como polvo mineral.
- Más del 50% de la parte del filler mineral que pasa por vía húmeda a través del

tamiz N° 200 pasara por este tamiz en tamizado seco.

En el diseño y construcción de mezclas asfálticas el control de las propiedades de los agregados es muy importante, los ensayos que normalmente se realizan son los siguientes:

- Peso Unitario
- Granulometría
- Peso específico
- Desgaste de los ángeles
- Durabilidad
- Caras fracturadas
- Límite líquido y plástico
- Equivalente de arena

2.2.5. METODOS DE DISEÑO

La particular estructura interna en estas mezclas, ha llevado a desarrollar ensayos que ayudan a evaluar su comportamiento. Además, en este tipo de mezclas la energía de compactación necesaria para lograr la compacidad en obra es menor que en las mezclas convencionales, razón por la cual se evalúa para qué energía de compactación se alcanzará la máxima densidad en la metodología Marshall.

Las metodologías normalmente utilizadas son:

- Método Cántabro (Origen España)
- Metodología Australiana (Open Graded Asphalt Design Guide, originada en la Australian Asphalt Pavement Association)
- Método RP (Origen Chile)
- Tracción Indirecta (Origen Brasil)

2.2.5.1. Método Cántabro

En el año 1979, Félix Pérez Jiménez y Carlos Kraemer, comenzaron a realizar trabajos para establecer una metodología de dosificación en laboratorio para las mezclas asfálticas,

llegando a desarrollar dos ensayos:

- Cántabro, ensayo de pérdida por desgaste en la máquina Los Ángeles, para la caracterización mecánica.
- Permeámetro de carga variable LCS, para la caracterización hidráulica de porcentajes de vacíos, ya sea en Laboratorio o en campo.

El ensayo Cántabro puede realizarse tanto en estado seco como en húmedo, simulando en laboratorio la acción abrasiva del tránsito y la influencia del agua, lo que permite el estudio y dosificación de estas mezclas.

Cuanto mayor es la calidad y porcentaje de los componentes que proporcionan la cohesión a la mezcla, menores son las pérdidas. Como resultado del ensayo, se obtiene la pérdida en peso de la probeta, en tanto por ciento, referido a su peso inicial.

Cántabro Seco: La norma NLT-352/86 describe el procedimiento que debe seguirse, empleando la máquina de Los Ángeles. El procedimiento puede emplearse tanto en el proyecto de mezclas en laboratorio como para el control en obra. Se aplica a las mezclas bituminosas fabricadas en caliente y de granulometría abierta, cuyo tamaño es inferior a 25 mm. El ensayo es realizado a una temperatura de 25 °C, lo cual permite valorar indirectamente la cohesión y trabazón, así como la resistencia a la disgregación de la mezcla ante los efectos abrasivos y de succión originados por el tránsito.

Cántabro Húmedo: La norma que se refiere a esta metodología es la NLT -362/92. El ensayo Cántabro Húmedo nos permite valorar la pérdida de cohesión que se produce por la acción del agua en la mezcla y el efecto que produce el empleo de ligantes modificados en la mejora de esa propiedad.

El procedimiento consiste en determinar la pérdida al Cántabro Húmedo de mezclas que han permanecido sumergidas en agua durante 4 días a 49 °C ó 24 horas a 60 °C. Pérdidas altas o un índice de aumento de las pérdidas respecto al ensayo de Cántabro Seco también alto, sería indicativo de una falta de resistencia de la mezcla a la acción del agua. Las recomendaciones más usuales para mezclas porosas para capas de rodadura establecen los siguientes valores máximos y mínimos de exigencias.

- % Huecos >16 %
- Pérdida al Cántabro seco (25 °C) < 25 %
- Pérdida al Cántabro tras Inmersión (24hs, 60 °C) < 35 %

La medición de permeabilidad se hace a través de un permeámetro de carga variable LCS, (NLT 327/88 -Permeabilidad in situ de pavimentos drenantes con el Permeámetro LCS). El ensayo consiste en medir el tiempo que demora una cierta cantidad de agua en evacuarse del tubo del permeámetro pasando a través de dos marcas, filtrándose en la mezcla. Estudios españoles han podido determinar correlaciones entre permeabilidad y tiempo de evacuación y porcentaje de huecos versus tiempo de evacuación. Si bien esta metodología fue diseñada para medir permeabilidad in situ de las mezclas drenantes, este permeámetro se utiliza también en laboratorio.

La metodología cántabro, contempla los siguientes pasos:

a) Elección de la curva granulométrica: Existen diferentes tipos de curvas o husos granulométricos, esto dependiendo del país o normativa que se use.

b) Elección de los porcentajes de ligante para el diseño: Se pueden elegir diferentes porcentajes de asfalto, en base al uso granulométrico que se va a utilizar para el diseño.

Se realizan los ensayos especificados anteriormente y se determina para qué porcentaje de ligante se cumple con las exigencias establecidas, realizándose, de ser necesario, las correcciones que garanticen el cumplimiento de dichas especificaciones. Para la determinación de la densidad aparente de cada probeta, el volumen se obtiene en forma “geométrica”.

2.2.5.2. Metodología Australiana.

Es un procedimiento racional de diseño, esta “Guía de Diseño” hace la composición de ensayos y determinaciones características, mediante “Cartas de Diseño”. Estas son las herramientas mediante las cuales es posible establecer qué porcentaje de ligante es utilizado en el diseño de la mezcla de obra, respetando valores tales como:

Cántabro Seco	< 25 %
Cántabro Húmedo	< 35 %
Vacíos	mín.16 %
Escurrecimiento	máx. 0,3 %

Sugiere esta guía dos rangos de aplicación, los cuales son designados como: -Tipo I, TMDA (Tránsito Medio Diario Anual) < 500 (equivalentes a $< 5 \times 10^6$) -Tipo II, TMDA

(Tránsito Medio Diario Anual) $> 500 (N > 5 \times 10^6)$.

El Tipo I, provee una modesta performance, el Tipo II está destinado a la más alta performance, con elevado contenido de ligante y empleo de cemento asfáltico modificado. Las primeras experiencias realizadas en Argentina, se encuadran dentro del Tipo II.

Para la selección de la granulometría, se utiliza el Tamaño Máximo Nominal.

La resistencia a la desintegración y la pérdida de cohesión que se produce por la acción del agua, en la mezcla, son ponderadas mediante los ensayos, cántabro en Seco y en Húmedo, respectivamente.

Por otra parte, la segregación de ligante es considerada mediante el Ensayo de Ecurrimiento (Norma NLT-365/93, Ecurrimiento de ligante en mezclas bituminosas abiertas), realizando las determinaciones para cada contenido de ligante asfáltico utilizado en el proceso de dosificación y por duplicado.

El procedimiento se realiza a la máxima temperatura de mezclado que se ajusta, de acuerdo con el tipo de ligante asfáltico utilizado, garantizando las viscosidades especificadas por Norma.

La Guía de Diseño consta de: Selección del tamaño máximo nominal, selección de la granulometría y selección del ligante de prueba. Previamente a la determinación del contenido de ligante de la mezcla, debe determinarse la absorción de ligante por parte del agregado pétreo. La metodología se refiere únicamente al ligante efectivo. Existe un mínimo contenido de ligante referido al tamaño máximo nominal y vinculado al recubrimiento, con una película que asegure cohesión y durabilidad. El máximo se relaciona a la posibilidad de escurrimiento de ligante durante el transporte.

La metodología de diseño se basa en:

- a) Seleccionada la granulometría inicial, en función de los vacíos que se esperen obtener en la capa terminada, se procede a confeccionar probetas con distintos tenores de asfalto.
- b) Con las cantidades de ligante seleccionadas, se preparan pastones destinados a la confección de probetas Marshall para el ensayo de abrasión cántabro y la ejecución del ensayo de escurrimiento. Los contenidos de ligante de prueba son los mínimos requeridos para el trazado de las diferentes gráficas, que serán las que conformen las cartas de diseño.
- c) La resistencia a la abrasión de las mezclas se evalúa mediante el ensayo cántabro Seco.
- d) Se determina el escurrimiento de ligante para cada contenido de prueba, por duplicado,

empleando el ensayo del canasto de escurrimiento. El escurrimiento no debe superar el 0,3 %. Se grafica el promedio del porcentual de escurrimiento para cada uno de los dosajes de prueba.

e) Para determinar el contenido de ligante que satisfaga las condiciones de vacío de aire y requerimientos de abrasión, puede emplearse la carta de diseño. El límite mínimo del contenido de vacío de aire es el máximo contenido de ligante (CL_{max}). El contenido de ligante correspondiente a la máxima pérdida por abrasión (25 % Cántabro Seco), es el mínimo contenido de ligante (CL_{min}). El contenido provisional de ligante es el promedio entre CL_{max} y CL_{min}.

f) Se determinan las propiedades de la mezcla diseñada.

g) Si la mezcla con el contenido provisional de ligante reúne todos los requerimientos, la mezcla es satisfactoria por lo cual puede elaborarse y colocarse con el contenido de diseño del ligante.

2.2.5.3. Metodología RP

Esta metodología fue desarrollada en Chile, en el Laboratorio Nacional de Vialidad, MOP, por los Ingenieros Héctor Rioja V. y Gabriel Palma P. La metodología consiste en la medición del esfuerzo a la penetración, a temperatura y velocidad controlada, que presentan probetas de mezcla asfáltica abierta, fabricadas de acuerdo con la metodología Marshall. Utilizando en este caso 45 golpes por cara y distintos contenidos de ligante, considerando que la mezcla óptima es *aquella que presenta el valor máximo de esfuerzo a la penetración*. Para el ensayo, los autores especifican una temperatura de laboratorio de 20 °C, dejando las probetas enfriar a esta temperatura y posteriormente colocándolas en forma vertical en una prensa Marshall. En esta disposición son penetradas a una velocidad de 1 mm/min por un pistón de acero de 50 mm de diámetro y un largo de 105 mm adaptado al aro del dinamométrico de la prensa. Para realizar el proyecto de una mezcla por esta metodología, se escoge el huso granulométrico, se establecen distintos porcentajes de ligante, se moldean tres probetas por cada tenor de ligante y se realiza el ensayo de penetración. Por definición, el cálculo de esfuerzo se realiza considerando el valor medio entre el área del pistón y área de la base de la probeta. Los distintos esfuerzos de penetración son graficados para cada tipo de mezcla y sus respectivos porcentajes de

ligante asfáltico. De dicha gráfica se obtiene el máximo esfuerzo de penetración, que corresponde a un porcentaje de ligante que es adoptado como el “Ligante de Diseño”.

2.2.5.4. Tracción Indirecta

La determinación de la resistencia a Tracción Indirecta en las mezclas bituminosas representa un parámetro mecánico que puede resultar una herramienta sumamente útil para evaluar la calidad del proceso constructivo de la capa asfáltica, valorando la cohesión de la mezcla.

En el Laboratorio de Caminos de la Universidad de Cataluña se ha estudiado la posibilidad de implementación del ensayo de tracción indirecta en el control de ejecución de capas asfálticas tradicionales, mediante un análisis de sensibilidad del ensayo y un estudio de correlación entre los valores obtenidos en laboratorio y en testigos extraídos de numerosas obras. De las conclusiones obtenidas ha surgido un criterio de aceptación de la mezcla bituminosa que permite evaluar su calidad mecánica y no sólo su compacidad.

También se ha deducido que existe una correlación entre la densidad y la resistencia a tracción indirecta de la mezcla, y que esta última es un parámetro capaz de evaluar a la mezcla con mayor sensibilidad que la obtenida mediante el uso de la compacidad, pues se ha demostrado que puede conseguirse la misma compacidad con temperaturas bajas y una elevada energía o con mayor temperatura y menor energía, resultando la cohesión conseguida mayor en este último caso.

A partir del análisis de estos resultados se han recomendado valores mínimos a conseguir en cada una de las mezclas estudiadas para establecer un factor de calidad en función de la diferencia entre la resistencia de la mezcla fabricada y la conseguida tras su extensión y compactación en obra. Este factor, varía con la calidad conseguida en cada obra, ya que cuanto menor sea el factor mayor es la calidad y más semejanza existe entre el producto final y la mezcla proyectada en laboratorio.

De lo expuesto se deduce que esta metodología modifica los umbrales de calidad. El conocimiento de los valores de tracción indirecta en laboratorio es una herramienta muy importante. El único control que se le realiza a una capa terminada es determinar la densidad y compararla con la obtenida en la compactación Marshall.

2.3. CEMENTO ASFALTICO

Aunque en una mezcla asfáltica, el asfalto sea minoritario en proporción, sus propiedades pueden influir de manera significativa en su comportamiento. El tipo de mezcla será el que, en gran medida, determine la contribución hecha por el ligante sobre todo el conjunto. Generalmente, las propiedades de las mezclas con granulometría continua dependen del enclavamiento o trabazón de los áridos, mientras que las preparadas con altos contenidos de mortero asfáltico dependen más de la rigidez de la proporción de ligante, polvo mineral y arena.

A altas temperaturas de servicio, puede que el ligante llegue a reblandecerse, facilitando la deformación de la mezcla (ahuellamiento). El riesgo de aparición de estas deformaciones es aún mayor en pavimentos sometidos a la circulación de vehículos pesados. De manera generalizada y sin tener en cuenta otros factores que pueden influir, se puede disminuir la probabilidad de aparición de estas deformaciones aumentando la rigidez del ligante mediante el empleo de un asfalto más duro.

Por otro lado a temperaturas de servicios bajas, el ligante se vuelve relativamente rígido y va perdiendo poder de resistencia a las tensiones, volviéndose frágil y siendo susceptible de fisuraciones. El grado de susceptibilidad a la fisuración está relacionado con la dureza del asfalto y su capacidad para absorber las sollicitaciones inducidas por el tráfico. Disminuyendo la dureza del asfalto, se minimizará el riesgo de fallo por fragilidad.

Entonces, debido a lo dicho precedentemente a la hora de buscar comportamientos globales satisfactorios de la mezclas bituminosas, la elección del asfalto adecuado para cada tipo de mezclas se vuelve un compromiso entre ambos extremos; ahuellamiento a altas temperaturas y fisuramiento por fragilidad térmica a bajas temperaturas. Donde mejorando el comportamiento a altas temperaturas, se influye negativamente en el comportamiento a bajas temperaturas.

2.4. ASFALTO MODIFICADO CON POLIMEROS

Los asfaltos modificados son el producto de la disolución o incorporación en el asfalto, de un polímero o hule molido de neumático, que son sustancias estables en el tiempo y a cambios de temperatura, estos productos se le añaden al cemento asfáltico para modificar

sus propiedades físicas y reológicas, de esta manera disminuir su susceptibilidad a la temperatura, a la humedad y a la oxidación.

Los modificadores producen una actividad superficial iónica, que incrementa la adherencia en la interface entre el material pétreo y el material asfáltico, conservándola aun en presencia del agua.

También aumenta la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación y a los esfuerzos de tensión repetidos y por lo tanto a la fatiga, reduciendo de esta manera los agrietamientos.

Los modificadores por lo general se aplican directamente al asfalto, antes de mezclarlo con el material pétreo.

Los asfaltos modificados con polímeros están constituidos por dos fases, una formada por pequeñas partículas de polímero hinchado y la otra por asfalto. En las composiciones de baja concentración de polímeros existe una matriz continua de asfalto en la que se encuentra disperso el polímero; pero si se aumenta la proporción de polímero en el asfalto se produce una inversión de fases, estando la fase continua constituida por el polímero hinchado y la fase discontinua corresponde al asfalto que se encuentra disperso en ella.

Esta micromorfología bifásica y las interacciones existentes entre las moléculas del polímero y los componentes del asfalto parecen ser la causa del cambio de propiedades que experimentan los asfaltos modificados con polímeros.

El efecto principal de añadir polímeros a los asfaltos es el cambio en la relación viscosidad-temperatura (sobre todo en el rango de temperaturas de servicio de las mezclas asfálticas) permitiendo mejorar de esta manera el comportamiento del asfalto tanto a bajas como a altas temperaturas.

Los polímeros son sustancias de alto peso molecular formado por la unión de cientos o miles de moléculas pequeñas llamadas monómeros (compuestos químicos con moléculas simples). Se forman así moléculas gigantes que toman formas diversas: cadenas en forma de escalera, cadenas unidas o termofijas que no pueden ablandarse al ser calentadas, cadenas largas y sueltas, etc. Algunos modificadores poliméricos que han dado buenos resultados son:

- **Homopolímeros:** Que tienen una sola unidad estructural (monómero).
- **Copolímeros:** Tienen varias unidades estructurales distintas.

- **Plastómeros:** Al estirarlos se sobrepasa la tensión de fluencia, no volviendo a su longitud original al cesar la sollicitación. Tienen deformaciones pseudoplásticas con poca elasticidad.

2.4.1. PROPIEDADES DEL ASFALTO MODIFICADO CON POLIMEROS

Las principales propiedades físicas y reológicas que se cambian con la adición de los polímeros en el asfalto son:

- Aumenta la viscosidad, dependiendo de la cantidad y tipo de polímero.
- Disminuye la penetración.
- Aumenta el punto de reblandecimiento del asfalto entre 8 y 12 grados.
- Aumenta el punto inflamación.
- Disminuye las susceptibilidades a las variaciones de la temperatura.
- Sube entre uno y dos grados la clasificación PG (Penetración Grade o Grado de Penetración del asfalto)
- Eleva la recuperación elástica del asfalto hasta arriba del 30%.
- Amplio rango de temperatura en el manejo y almacenamiento del asfalto.
- Mayor intervalo de plasticidad.
- Mayor cohesión.
- Mayor resistencia a la acción del agua.
- Mayor resistencia al envejecimiento.

Las propiedades que estos imparten dependen de los siguientes factores:

- Tipo y composición del polímero incorporado.
- Característica y estructura coloidal del asfalto base.
- Proporción relativa de asfalto y polímero.

Para que los asfaltos con polímeros consigan las prestaciones óptimas, hay que seleccionar cuidadosamente el asfalto base (es necesario que los polímeros sean compatible con el material asfáltico), el tipo de polímero, la dosificación, la elaboración y las condiciones de almacenaje. Cada polímero tiene un tamaño de partícula de dispersión óptima para mejorar las propiedades reológicas, donde por encima de esta el polímero solo actúa como un filler; y por debajo de esta, pasan a estar muy solubilizados y aumentan la viscosidad, sin mejorar la elasticidad y la resistencia.

Para analizar la compatibilidad de los polímeros con el asfalto base tenemos:

- a) Criterio del índice de IMAMURA.
- b) Mediante tablas de solubilidad.

2.4.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ASFALTO MODIFICADO CON POLIMEROS

Los asfaltos modificados se deben aplicar, en aquellos casos específicos en que las propiedades de los ligantes tradicionales son insuficientes para cumplir con éxito la función para la cual fueron encomendados, es decir, en mezclas para pavimentos que están sometidos a sollicitaciones excesivas, ya sea por el tránsito o por otras causas como: temperaturas extremas, agentes atmosféricos, tipología del firme, etc. Si bien los polímeros modifican las propiedades reológicas de los asfaltos, estos deben mostrar ventajas y desventajas.

2.4.2.1. VENTAJAS

1. Disminución de la susceptibilidad térmica
 - Se obtienen mezclas más rígidas a altas temperaturas de servicio reduciendo al ahuellamiento.
 - Se obtienen mezclas más flexibles a bajas temperaturas de servicio reduciendo el fisuramiento.
2. Disminuye la exudación del asfalto: por la mayor viscosidad de la mezcla, su menor tendencia a fluir y su mayor elasticidad.
3. Mayor elasticidad: debido a los polímeros de cadenas largas.
4. Mayor adherencia: debido a los polímeros de cadenas cortas.
5. Mayor cohesión: el polímero refuerza la cohesión de la mezcla.
6. Mejora la trabajabilidad y la compactación: por la acción lubricante del polímero o de los aditivos incorporados para el mezclado.
7. Mejor impermeabilización: en los sellados bituminosos, pues absorbe mejor los esfuerzos tangenciales, evitando la propagación de las fisuras.

8. Mayor resistencia al envejecimiento: mantiene las propiedades del ligante, pues los sitios más activos del asfalto son ocupados por el polímero.
9. Mayor durabilidad: los ensayos de envejecimiento acelerado en laboratorio, demuestran su excelente resistencia al cambio de sus propiedades características.
10. Mejora la vida útil de las mezclas: menos trabajos de conservación.
11. Fácilmente disponible en el mercado.
12. Permiten mayor espesor de la película de asfalto sobre el agregado.
13. Mayor resistencia al derrame de combustibles.
14. Reduce el costo de mantenimiento.
15. Disminuye el nivel de ruidos: sobre todo en mezclas abiertas.
16. Aumenta el módulo de la mezcla.
17. Permite la reducción de hasta el 20% de los espesores por su mayor módulo.
18. Mayor resistencia a la flexión en la cara inferior de las capas de mezclas asfálticas.
19. Permite un mejor sellado de las fisuras.
20. Buenas condiciones de almacenamiento a temperaturas moderadas.
21. No requieren equipos especiales.

2.4.2.2. DESVENTAJAS

1. Alto costo del polímero.
2. Dificultades del mezclado: no todos los polímeros son compatibles con el asfalto base (existen aditivos correctores).
3. Deben extremarse los cuidados en el momento de la elaboración de la mezcla.
4. Los agregados no deben estar húmedos ni sucios.
5. La temperatura mínima de distribución es de 145°C por su rápido endurecimiento

Es evidente que la mayor desventaja es el alto costo inicial del asfalto modificado, sin embargo, si hacemos un análisis del costo a largo plazo (es decir, la vida útil de la vía); podemos concluir que el elevado costo inicial queda sobradamente compensado por la reducción del mantenimiento futuro y el alargamiento de la vida de servicio del pavimento.

2.5. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN Y PROYECTO DE UNA MEZCLA ASFALTICA

En muchas ocasiones, el proyecto de una mezcla asfáltica se reduce a determinar su contenido de ligante, sin embargo, 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 pavimento 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: La 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 Filler /Asfalto

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

- El tipo de mezcla.

- La categoría del tráfico.
- La zona en que se encuentre la carretera.

2.6. FABRICACION Y PUESTA EN OBRA DE LA MEZCLA ASFALTICA

De los numerosos aspectos relativos a las mezclas drenantes el de la fabricación y puesta en obra es probablemente el que menos debate ha suscitado y sobre el que menor número de referencias bibliográficas se puede encontrar.

Es pertinente señalar de entrada que prácticamente todas las recomendaciones existentes para la ejecución de mezclas convencionales deben seguirse en la ejecución de las drenantes. Sin embargo, la fabricación y puesta en obra de las mezclas drenantes presenta algunas peculiaridades respecto a las mezclas convencionales cerradas, sean estas de granulometría continua o discontinua.

Estas diferencias existentes provienen básicamente de la propia concepción de la mezcla drenante y de su característica más importante; el alto contenido de huecos.

Un estudio minucioso del tema relativo a la fabricación y puesta en obra nos lleva a señalar un buen número de diferencias en la ejecución de las mezclas drenantes. Sin llegar a ser exhaustivos, describiremos a continuación las principales diferencias:

1. Preparación de la superficie existente.
2. Fabricación.
3. Transporte de la mezcla.
4. Extensión y compactación.
5. Detalles constructivos relativos a la evacuación del agua.
6. Control.
7. Otros aspectos.

CAPITULO III
EVALUACION Y DISEÑO DE RECAPADO PARA PAVIMENTOS
FLEXIBLES

3.1. REHABILITACION DE PAVIMENTOS CON REFUERZOS (RECAPADO) ASFALTICOS

3.1.1. INTRODUCCION

Los refuerzos sirven para corregir fallas funcionales o estructurales de pavimentos existentes. Es necesario aclarar bien cuando se trata de falla funcional o de falla estructural, dado que de esto depende el tipo de refuerzo a proyectar.

Las fallas funcionales son las que afectan al usuario como ser una fricción superficial pobre, una mala textura, hidropelaje en ahuellamientos, hundimientos y asentamientos.

Las fallas estructurales son las que afectan la capacidad del pavimento para soportar las cargas. Por ejemplo: espesor inadecuado, fisuraciones, distorsiones y desintegraciones. Muchas de estas fallas no son provocadas por la acción del tránsito si no por otras causas como ser: malas técnicas de construcción, fisuración por baja temperatura. No obstante esto la acción del tráfico acelera el proceso de deterioro.

Los distintos tipos de refuerzos se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 3.1. Tipos de refuerzos más utilizados en carreteras

Refuerzo	Pavimento existente
Concreto Asfáltico	Concreto asfáltico
Concreto Asfáltico	Hormigón roto, fisurado o triturado previamente
Concreto Asfáltico	H°S°, H°A°, c/juntas, H°A° continuo
Concreto Asfáltico	C°A°s/H°S°, C°A°s/H°A° c/juntas, C°A°s/H°A° continuo
Hormigón simple adherido	H°S°, H°A°, c/juntas, H°A° continuo
Hormigón simple no adherido	H°S°, H°A°, c/juntas, H°A° continuo
Hormigón simple	Concreto Asfáltico

3.1.2 FACTIBILIDAD DEL TIPO DE REFUERZO

La factibilidad de cada tipo de refuerzo depende de las siguientes consideraciones:

1) Disponibilidad de fondos

2) Factibilidad: Constructiva

- a) Control de tránsito
- b) Disponibilidad de materiales y equipos
- c) Condiciones climáticas
- d) Problemas constructivos como ser: ruido, polución, instalaciones subterráneas, gálibo bajo puentes, espesor de bermas y ensanche de calzadas (incluye terraplenes y desmontes).
- e) Interrupciones al tránsito y costo de la demora del usuario

3) Vida útil a adoptar para el refuerzo

- a) Deterioro del pavimento existente
- b) Diseño del pavimento existente: Tipo de materiales-Subrasante
- c) Cargas de tránsito futuras
- d) Clima local
- e) Condiciones de drenaje

3.1.3. CONDICIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE UN REFUERZO

Las condiciones más importantes de diseño de un refuerzo asfáltico son:

Reparaciones previas al refuerzo; Control de reflexión de fisuras; Carga de tránsito; Drenaje; Ahuellamiento en pavimentos de C°A°; Fresado de capa de concreto asfáltico; Reciclado del pavimento existente; Refuerzos funcionales vs. Estructurales; Materiales para refuerzos; Bermas; Confiabilidad y desvío estándar del refuerzo y Ensanche de pavimentos.

1. **Reparaciones previas al refuerzo:** Reparaciones de la capa de rodadura existente (función del tipo de refuerzo a colocar y del estado del pavimento existente).
2. **Control de reflexión de fisuras:** Es una de las principales causas de deterioros en refuerzos.
3. **Carga de tránsito:** Debe conocerse el número de la carga axial equivalente sencilla (ESALs), previstos en la vida útil del refuerzo. Esto se hace en base a los datos de tránsito y a los factores equivalentes de carga (LEFs).
4. **Drenaje:** Las condiciones de drenaje del pavimento existente influyen mucho en el comportamiento del refuerzo.
5. **Ahuellamientos en pavimentos de concreto asfáltico:** Para el diseño de un refuerzo de C°A° debe conocerse la causa del ahuellamiento del pavimento de C°A° existente. No colocar el refuerzo si hay ahuellamiento severo de varias capas (fresado).
6. **Fresado de la capa de concreto asfáltico:** La remoción de una porción de capa existente de concreto asfáltico mejora el comportamiento del refuerzo de C°A° por la eliminación de material fisurado y endurecido.
7. **Reciclado del pavimento existente:** Muchas veces se recicla totalmente la capa de C°A° junto con la remoción de una base granular deteriorada.
8. **Refuerzos funcionales vs. Estructurales:** Se estudiarán métodos para corregir fallas estructurales.
9. **Materiales para refuerzos:** Deben elegirse de acuerdo al tipo de tránsito, condiciones climáticas y deficiencias del pavimento existente.
10. **Banquinas:** El incremento del espesor del pavimento debe ir acompañado del consecuente aumento del espesor de banquina. Esto depende del grado de deterioro de la banquina y del uso de la misma.
11. **Confiabilidad y desvío estándar del refuerzo:** La confiabilidad tiene una gran influencia en el espesor de los refuerzos. La incertidumbre para el refuerzo puede ser muy diferente que la del pavimento nuevo. Se recomienda $S_o=0,49$.

12. Ensanche de pavimentos:

- a) La vida útil del refuerzo y del ensanche debe ser la misma para evitar reparaciones en distintos tiempos.
- b) La sección transversal del ensanche debe ser igual a la del pavimento existente en cuanto a materiales y espesor.
- c) El espesor del refuerzo debe ser el mismo en el ensanche y en el ancho previo.
- d) Debe preverse drenaje longitudinal si fuera necesario.

3.2. EVALUACION FUNCIONAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE

3.2.1. Diseño del refuerzo a lo largo del proyecto

El diseño de la reparación de un pavimento puede involucrar longitudes muy grandes. Hay dos maneras de abordar este problema y ambas tienen ventajas y desventajas. Estas son:

- a) Aproximación por sección uniforme: En este caso el proyecto es dividido en secciones de diseño y condiciones relativamente uniformes. Cada sección uniforme es considerada independientemente y los datos de entrada para encarar el diseño del refuerzo se obtienen a partir de cada sección. En base a estos se diseña un espesor uniforme de refuerzo valido para esta sección.
- b) Aproximación de punto por punto: Los espesores de refuerzo son determinados para puntos específicos a lo largo de una sección uniforme de diseño.

3.2.2. EVALUACION ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS EXISTENTES

Las fallas estructurales son aquellas que reducen la capacidad estructural del pavimento. Los procedimientos de diseño de refuerzos presentados aquí están basados en el concepto de que el tiempo y las cargas de transito reducen la capacidad del pavimento para resistir cargas y el refuerzo será diseñado para lograr que el pavimento vuelva a ser capaz de soportar cargas en nuevo periodo de diseño.

En la Figura 3.1 se muestra la deficiencia estructural y capacidad estructural. Esta última se denota por SC (Capacidad Estructural). Cuando el pavimento es nuevo se tiene un SC_0 (Capacidad Estructural Inicial). Para pavimentos flexibles, la Capacidad Estructural es igual al Número Estructural (SN) y para pavimentos rígidos, al Espesor de la Losa (D). Para pavimentos compuestos, $C^\circ A^\circ / H^\circ$, SC se expresa como un espesor equivalente de losa.

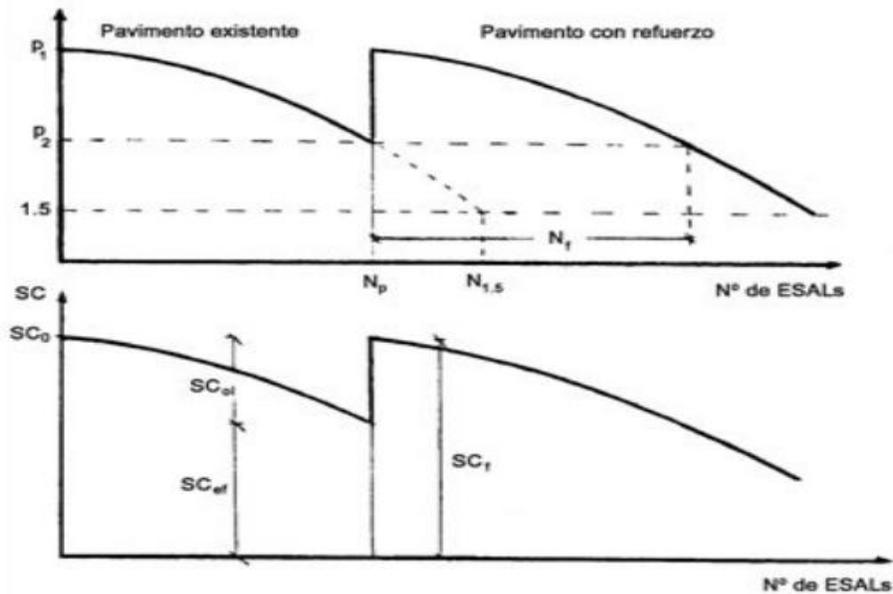


Figura 3.1. Variación de la Capacidad Estructural de un Pavimento en el tiempo

La capacidad estructural del pavimento declina por efecto del tiempo y del tránsito y en el momento de colocar el refuerzo, esta ha pasado de SC_0 a SC_{ef} (Capacidad Estructural Efectiva del pavimento existente) (SC_{ef} para pavimentos flexibles).

Supongamos que para el tránsito futuro esperado se requiera una capacidad estructural SC_f . La diferencia $SC_f - SC_{ef} = SC_{ol}$ debe ser dada por el refuerzo. Este criterio de diseñar el refuerzo se llama la aproximación por deficiencia estructural. El problema más serio consiste en determinar SC_{ef} lo cual no es para nada sencillo. Hay tres maneras de conocerlo:

- 1) Por observación visual y ensayos de materiales: Esto implica el estudio de tipos de fallas presentes, así como el análisis de las condiciones de drenaje existentes, complementada con toma de muestras y ensayos de laboratorio.
- 2) Mediante ensayos no destructivos o “NDT”. Con determinados aparatos se pueden conocer las condiciones de la subrasante y de las distintas capas.
- 3) Por estudios de daños de fatiga por efecto del tránsito. En base al tránsito que ha pasado se puede inferir un daño por fatiga en el pavimento y en base a éste, determinar la vida remanente que le queda al pavimento.

3.2.3. EVALUACIÓN FUNCIONAL DEL PAVIMENTO EXISTENTE

Son los deterioros que afectan al usuario, pero que no comprometen la capacidad estructural del pavimento. Las soluciones para este tipo de fallas son:

3.2.3.1. Fricción superficial e hidropelaje

- a) Para todos los tipos de pavimentos: Cuando hay poca fricción con pavimento húmedo debido a exudación de la superficie se recomienda un espesor delgado de refuerzo de acuerdo al nivel de tránsito de la calzada.
- b) Capa superficial de C^oA^o: Baja fricción por exudación. En este caso se puede fresar la parte de material que ha sufrido exudación para evitar la repetición de este fenómeno a través del refuerzo e impedir ahuellamientos debidos a inestabilidad. Después del fresado de la capa superficial, se puede colocar una capa de buena fricción, con granulometría abierta o un espesor de refuerzo adecuado para el nivel de tránsito de la calzada.
- c) Capa superficial de C^oA^o: Cuando hay hidropelaje debido a ahuellamiento será necesario determinar cuál o cuáles capas han sido ahuelladas para obrar en consecuencia.

3.2.3.2. Rugosidad superficial

- a) Todo tipo de pavimentos: Distorsión de la superficie en forma de ondas largas, incluyendo levantamientos e hinchamientos. Solución: nivelar la superficie con un refuerzo de espesor variable.
- b) Capa superficial de C°A°: Rugosidad debido al deterioro de grietas transversales, fisuras longitudinales y hundimientos. En este caso un refuerzo convencional sería una corrección temporaria hasta que aparezcan las fisuras por reflexión. Lo correcto es hacer una reparación en todo el espesor de las capas alteradas y un refuerzo de C°A° de espesor adecuado para control de reflexión de fisuras.
- c) Capa superficial de C°A°: Rugosidad por descascaramiento superficial. Hacer refuerzo delgado de C°A°, si el descascaramiento es más profundo, remover toda la capa.

3.3. TIPOS DE PATOLOGÍAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

El Índice del estado del pavimento (IEP) es una cuantificación numérica que refleja el estado de los pavimentos. Clasifica el pavimento de acuerdo al grado y la severidad de los tipos de daños presentes. La escala numérica es del 0 al 100, en la cual el 0 equivale a la peor condición y 100 a la mejor condición del pavimento. La Figura 5.1 representa una curva típica de la tasa de deterioro del pavimento. Se observa que 40% de deterioro ocurre al 75% de vida útil del pavimento. Se sugiere que en este punto se debe tomar la decisión de aplicar la acción preventiva, de no haberse hecho antes. Cada entidad gubernamental debe decidir cuándo activa el dispositivo de mantenimiento preventivo,

Diferir esta acción dará como resultado la necesidad de rehabilitar o reconstruir el pavimento y esto es mucho más costos. En la Figura 5.2 se ilustran los gastos relativos a la construcción, rehabilitación y mantenimiento preventivo, por kilómetro de carril. Según el siguiente esquema, el programa de conservación de carreteras debe incluir un análisis detallado de las fallas funcionales del pavimento, el cual se obtiene haciendo un inventario de daños, que se realiza en un tiempo definido.

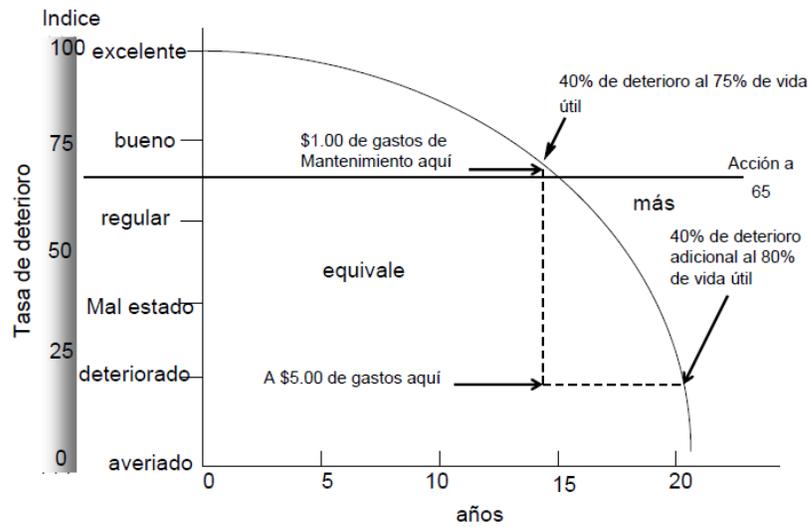


Figura 3.2. Curva del Deterioro del Pavimento

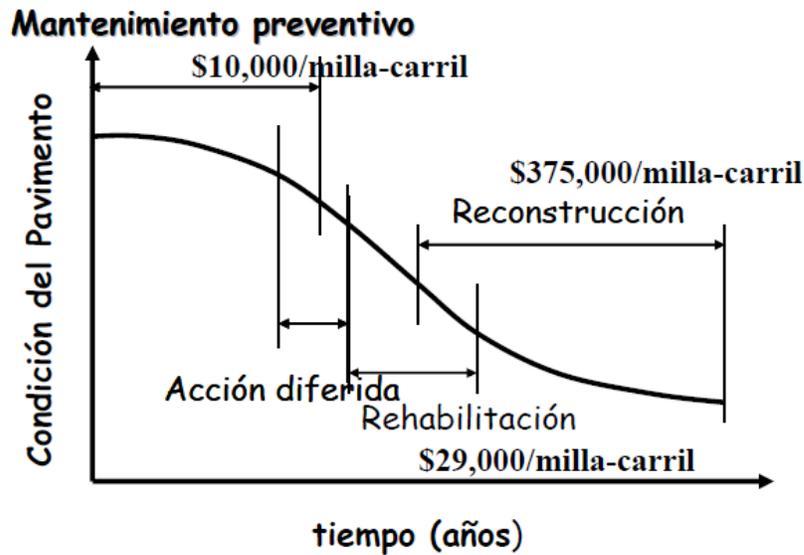


Figura 3.3. Costos relativos de Mantenimiento Preventivo, Rehabilitación y Reconstrucción

3.3.1. GRIETAS LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES

Las grietas longitudinales son paralelas al eje del pavimento o el eje de construcción causadas por:

- Por mala construcción de junta de franjas del asfalto.

- Contracción del asfalto debido a cambios de temperatura y el envejecimiento.
- Reflexión de las grietas del pavimento inferior, grietas en el asfalto.

Las grietas transversales son aproximadamente perpendiculares al eje del pavimento y pueden ser causadas por las mismas razones indicadas, este tipo de grietas no están asociadas con el tráfico o tipo de carga.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- Grietas sin sellar con un ancho inferior a 10 mm.
- Grietas selladas adecuadamente de cualquier ancho.

Media (M):

- Grietas sin sellar de ancho entre 10 y 51 mm.
- Grietas sin sellar hasta 51 mm. Con grietas finas adyacentes.
- Grietas selladas de cualquier ancho con grietas finas adyacentes.

Alta (H):

- Grietas selladas o sin sellar con grietas adyacentes de media o alta severidad.
- Grietas sin sellar más de de 51 mm. De ancho.
- Grietas de cualquier ancho en las que varios centímetros del pavimento adyacentes están severamente dañadas.

Forma de medición:

Las grietas longitudinales y transversales se miden en metros lineales (m), la longitud y severidad de cada grieta debe ser identificada. Si una grieta muestra varias severidades, estas deben de diferenciarse. Si su elevación o hundimiento ocurre simultáneamente, también estas deben anotarse.



Figura 3.4. Grietas Transversales



Figura 3.5. Grietas Longitudinales

3.3.2. GRIETAS DE CONTRACCION

Son grietas interconectadas que dividen el pavimento en bloques aproximadamente rectangulares con lados entre 0.30m y 3m respectivamente, estas grietas son principalmente producidas por la contracción del asfalto por efecto de las variaciones climáticas de la temperatura, no están asociadas con cargas ni fatiga, indican que el asfalto se ha endurecido considerablemente, estas ocurren generalmente en áreas grandes de pavimento y algunas veces donde no hay tráfico vehicular.

En general difieren de los baches o piel de cocodrilo por el tamaño de los bloques, y que estas últimas son causadas por carga por (fatiga) y existen en áreas que hay mucho tráfico.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- Grietas sin sellar hasta un ancho menor a 10 mm.
- Grietas selladas de cualquier ancho de abertura.

Media (M):

- Grietas sin sellar entre un ancho de 10 a 51 mm.
- Grietas sin sellar hasta un ancho de 51 mm pero con grietas finas adyacentes.
- Grietas finas de cualquier ancho pero con grietas finas adyacentes.

Alta (H):

- Grietas selladas o sin sellar con grietas adyacentes de media o alta severidad.
- Grietas sin sellar más de 51 mm. De ancho.
- Grietas de cualquier ancho en las que varios centímetros del pavimento adyacentes están severamente dañadas.

Forma de medición:

Grietas de contracción son medidas en m² de área afectada, normalmente ocurren con una sola severidad en la misma área del pavimento, si ocurren diferentes casos de severidad esto deben reportarse separadamente.



Figura 3.6. Grietas de Contracción

3.3.3. CORRUGACIONES

Éstas están conformadas por hundimientos y crestas (ondulaciones), espaciadas menos de 3m en sentido transversal al tráfico vehicular, estas son causadas normalmente por tráfico en pavimento de base o de una superficie inestable.

NIVEL DE SEVERIDAD:**Baja (L):**

- Producen bajo efecto sobre la calidad de la rodadura.

Media (M):

- Producen medio efecto sobre la calidad de la rodadura.

Alta (H):

- Producen alto efecto sobre la calidad de la rodadura.

Forma de medición:

Se miden en metros cuadrados (m²) de área afectada.



Figura 3.7. Corrugaciones

3.3.4. GRIETA PIEL DE COCODRILO

NIVELES DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- Fisuras y grietas son muy finas, longitudinales y paralelas con poca o ninguna interconexión entre ellas.

Media (M):

- Grietas más desarrolladas e interconectadas con algo de desintegración en los bordes.

Alta (H):

- Las grietas han progresado de tal manera que forman bloques o partículas bien definidos con fuertes desintegraciones de los bordes y algunos pedazos se pueden soltar fácilmente.

Forma de medición:

Se mide en metros cuadrados (m^2) de área afectada, es frecuente encontrar diferente severidad en una misma área afectada, en caso que no se pueda separar o estimar las áreas correspondientes a cada nivel se debe considerar el área total por afectada de la mayor severidad.

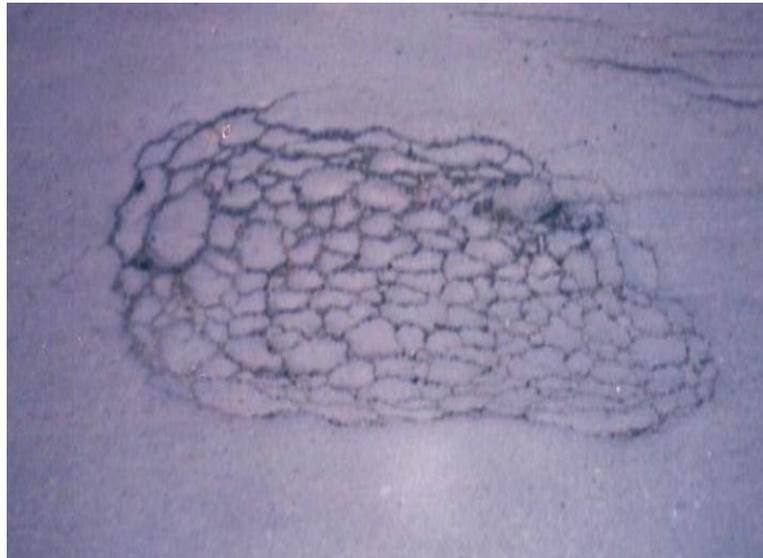


Figura 3.8. Grietas piel de Cocodrilo

3.3.5. DEPRESIONES

Son áreas del pavimento con elevaciones inferiores a las adyacentes, las pequeñas depreciaciones son difíciles de observar en pavimentos secos a simple vista. Bajo la lluvia se producen empozamientos de agua que generalmente dejan una marca de contorno al secar. Generalmente son productos del asentamiento de la fundación o fallas constructivas, pueden producir rugosidades y ser muy peligrosas al llenarse con agua, se diferencian de los hundimientos porque no son abruptos.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- 13 a 25 mm.

Media (M):

- 25 a 51 mm.

Alta (H):

- Más de 51 mm.

Forma de medición:

Se miden en m² de área afectada.



Figura 3.9. Depresiones

3.3.6. GRIETAS DE BORDE

Son grietas longitudinales y paralelas contenidas en una franja de 30 a 60 cm. En el borde extremo del pavimento, esta falla es acelerada por las cargas y puede ser causada por el congelamiento de la base o subrasante, materiales expansivos y falla del soporte lateral, en algunos casos se puede llegar a producir la pérdida del borde por disgregación.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- Grietas de baja severidad sin disgregación.

Media (M):

- Grietas de media severidad con algo de disgregación y rotura de borde.

Alta (H):

- Considerable rotura de borde y disgregación en grietas.

Forma de medición:

Este tipo de fallas se mide en metros lineales (m).



Figura 3.10. Grietas de Borde

3.3.7. ELEVACIONES – HUNDIMIENTO

Las elevaciones son pequeñas y localizadas protuberancias de la superficie del pavimento, a diferencia de las deformaciones producidas por empuje que son producidas por la inestabilidad del pavimento, las elevaciones son producidas por:

- Movimiento y levantamiento de trozos de losas debajo de la carpeta asfáltica.
- Hinchamiento por localización
- Infiltración de material en las juntas.

Los hundimientos son pequeñas deformaciones de la superficie del pavimento, no debe confundirse esta falla con las deformaciones más pronunciadas y largas, producidas por el hinchamiento.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- Producen bajo efecto sobre la calidad de la rodadura.

Media (M):

- Producen medio efecto sobre la calidad de la rodadura.

Alta (H):

- Producen alto efecto sobre la calidad de la rodadura.

Forma de medición:

Las elevaciones y hundimientos se miden en metros lineales (m), si estas fallas se presentan perpendicularmente al tráfico y separadas menos de 3 metros se denominan corrugaciones, si estas se presentan conjuntamente con grietas ambas deben ser contadas.



Figura 3.11. Elevaciones y Hundimientos

3.3.8. DESNIVEL DE CALZADA

Diferencia de elevación entre el borde del pavimento y el hombrillo, normalmente causado por la erosión o asentamiento del hombrillo, o elevación de la calzada sin nivelar la altura del hombrillo.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- La diferencia de elevación es de 25 a 51 mm.

Media (M):

- La diferencia de elevación es de 51 a 102 mm.

Alta (H):

- La diferencia de elevación es mayor a 102 mm.

Forma de medición:

Este tipo de fallas se mide en metros lineales (m).

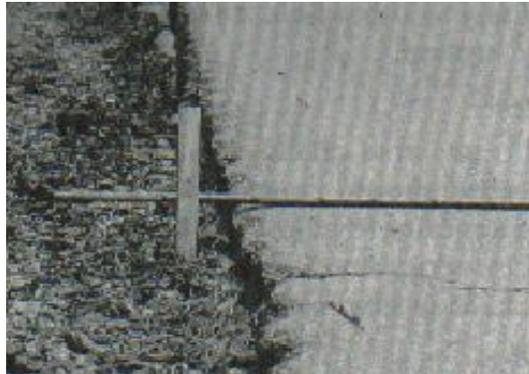


Figura 3. 12. Desnivel de Calzada

3.3.9. EXUDACION DEL ASFALTO

Esta falla consiste en la formación de una película de material asfáltico en la superficie del pavimento flexible creando una superficie brillante y reflectada, comúnmente pegajosa, la exudación es la causa de exceso de asfalto en la mezcla en aplicación de sellos o bajos contenidos de vacíos, esto suele ocurrir cuando se producen altas temperaturas o en climas cálidos.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- La exudación ha ocurrido en un menor grado y apenas se puede notar, el asfalto todavía no se pega a los neumáticos.

Media (M):

- La exudación se ha incrementado, el asfalto ya se pega a los neumáticos de los vehículos pero esto sucede en los días más calurosos.

Alta (H):

- La exudación es severa y extensa, una considerable cantidad de asfalto se pega a los neumáticos de los vehículos al aumentar las temperaturas considerablemente.

Forma de medición:

Se mide en metros cuadrados (m²) de área afectada.



Figura 3.13. Exudación de Asfalto

3.3.10. DISGREGACION Y DESINTEGRACION

La disgregación es el desprendimiento o pérdida sucesiva de material superficial, por la abrasión del tráfico y los factores climáticos. Es causado generalmente por el uso de métodos de construcción pobres, la utilización de agregados de baja calidad. En épocas de lluvia forman los charcos de agua.

NIVEL DE SEVERIDAD:**Baja (L):**

- Producen bajo efecto sobre la calidad de la rodadura.

Media (M):

- Producen medio efecto sobre la calidad de la rodadura.

Alta (H):

- Producen alto efecto sobre la calidad de la rodadura.

Forma de medición:

Se miden en m² de área afectada.



Figura 3. 14. Disgregación y Desintegración

3.3.11. HUECOS

Los huecos son pequeñas fallas de forma cóncava y diámetros inferiores a 90cm. Usualmente tienen bordes angulosos y verticales en las cercanías de la superficie, crecen rápidamente por el agua acumulada en el propio hueco. Son producidos por pequeñas áreas del pavimento, este se desintegra debido a los defectos de la mezcla, puntos débiles de la base o la subrazante o grietas piel de cocodrilo de alta severidad, los huecos son causados generalmente por la falla estructural y no debe confundirse con disgregación o desintegración. Cuando los huecos son causa del deterioro progresivo de fallas el tipo piel de cocodrilo debe considerarse como huecos y no como disgregación o desintegración.

NIVEL DE SEVERIDAD:

El nivel de severidad para huecos de diámetro 76.2 cm, se basa en el diámetro y la profundidad.

PROFUNDIDAD MÁXIMA EN cm.	DIÁMETRO PROMEDIO EN cm.		
	10 a 20	20 a 45	45 a 76
1,2 a 2,5cm.	L	L	M
2,5 a 5cm.	L	M	H
>5cm.	M	M	H

Si el hueco tiene más de 76cm. De diámetro el área debe medirse en m^2 y dividirse entre $0.47m^2$ para determinar el número equivalente de huecos. Si la profundidad es menor a 2.5cm. Se considera que la severidad es media (M), si la profundidad es mayor a 2.5cm. Se considera de severidad alta (H).

Forma de medición:

Se cuenta el número de huecos clasificándolos en cada nivel de severidad por separado (L, M, H).



Figura 3.15. Huesos

3.3.12. AHUELLAMIENTO

El ahuellamiento es una depresión longitudinal, bajo las huellas de los neumáticos. El pavimento puede levantarse a lo largo de los bordes de la depresión. Generalmente el ahuellamiento se observa después de la lluvia, al llenarse de agua las depresiones.

El ahuellamiento es originado por la deformación permanente de la subrazante o alguna capa del pavimento, normalmente causado por la consolidación o movimiento

lateral de los materiales bajo el efecto del tráfico. El excesivo ahuellamiento puede producir una falla excesiva en el pavimento en su estructura.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Profundidades del ahuellamiento.

Baja (L):

- 6 a 13 mm.

Media (M):

- 13 a 25 mm.

Alta (H):

- Mayor a 25 mm.

Forma de medición:

Se miden en metros cuadrados (m^2) de área afectada. Y la severidad se calcula por la profundidad media de ahuellamiento.



Figura 3.16. Ahuellamiento

3.3.13. BACHEO Y ZANJAS REPARADAS

Un bacheo es un área de un pavimento que ha sido reparada mediante el empleo de material nuevo. Un bache es considerado un defecto, independiente de lo bien que haya sido ejecutado, pero este produce algo de rugosidades.

NIVEL DE SEVERIDAD:

Baja (L):

- Bache bien curado y en condiciones satisfactorias, tiene un bajo efecto sobre la calidad de la rodadura.

Media (M):

- El bache presenta un poco de deterioro, tiene un efecto medio sobre la calidad de la rodadura.

Alta (H):

- Bache severamente deteriorado que debe ser reemplazado, tiene un alto efecto sobre la calidad de la rodadura.

Forma de medición:

Este tipo de fallas se mide en metros cuadrados (m^2) de área afectada, si un mismo bache presenta diferentes niveles de severidad, estos deben anotarse por separado en base al área que ocupen. Ninguna otra falla como grietas o deformaciones por empuje es anotada dentro de un bache, solo se cuenta el área del bache en función de su severidad, si una excesiva área de un pavimento ha sido reemplazada ésta debe considerarse como un pavimento nuevo no como un bache.



Figura 3.17. Bacheo y Zanjas Separadas

3.3.14. AGREGADOS Y PULIDOS

Esta falla es producida por pasos continuos del tráfico vehicular, la adherencia con los neumáticos se reduce considerablemente. El agregado pulido se cuenta cuando un

examen detallado revela que la textura del pavimento es inadecuada y las superficies de las partículas del agregado son suaves al tacto, este tipo de falla está asociada con la baja resistencia a la fricción.

NIVEL DE SEVERIDAD:

No se define el nivel de severidad, sin embargo el grado de pulidura debe ser significativo antes que se lo incluya como defecto.

Forma de medición:

Este tipo de fallas se mide en m² de área afectada. Si hay exudación debe contarse y el agregado pulido no se considera.

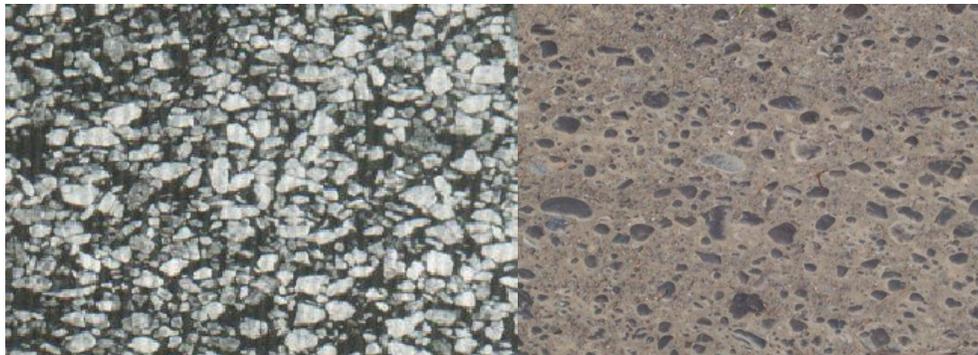


Figura 3. 18. Agregados y Pulidos

3.4. INDICE DE CONDICION DEL PAVIMENTO (PCI)

El deterioro de la estructura de pavimento es una función de la clase de daño, su severidad y cantidad o densidad del mismo. La formulación de un índice que tuviese en cuenta los tres factores mencionados ha sido problemática debido al gran número de posibles condiciones. Para superar esta dificultad se introdujeron los “valores deducidos”, como un arquetipo de factor de ponderación, con el fin de indicar el grado de afectación que cada combinación de clase de daño, nivel de severidad y densidad tiene sobre la condición del pavimento.

El (PCI) es un índice numérico que varía desde cero (0), para un pavimento fallado o en mal estado, hasta cien para un pavimento en perfecto estado.

En la Tabla 3.2 se presentan los rangos de (PCI) con la correspondiente descripción cualitativa de la condición del pavimento.

Tabla 3.2. Rango de Clasificación (PCI)

RANGO	CALIFICACIÓN
100 – 85	Excelente
85 – 70	Muy Bueno
70 – 55	Bueno
55 – 40	Regular
40 – 25	Malo
25 – 10	Muy Malo
10 – 0	Fallado

El cálculo del (PCI) se fundamenta en los resultados de un inventario visual de la condición del pavimento en el cual se establecen clase, severidad y cantidad de cada daño presente.

El (PCI) se desarrolló para obtener un índice de la integridad estructural del pavimento y de la condición operacional de la superficie.

La información de los daños obtenida como parte del inventario ofrece una percepción clara de las causas de los daños y su relación con las cargas o con el clima.

3.4.1. PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN DEL PAVIMENTO.

La primera etapa corresponde al trabajo de campo en el cual se identifican los daños teniendo en cuenta la clase, severidad y extensión de los mismos. Esta información se registra en formatos adecuados para tal fin.

a) Unidades de Muestreo.- Se divide la vía en secciones o “unidades de muestreo”, cuyas dimensiones varían de acuerdo con los tipos de vía y de capa de rodadura:

Carreteras con capa de rodadura asfáltica y ancho menor que 12 m: El área de la unidad de muestreo debe estar en el rango $230 \pm 93 \text{ m}^2$. En la Tabla 5.2, se presentan algunas relaciones longitud – ancho de calzada pavimentada.

Tabla 3.3. Longitudes de Unidades de Muestreo Asfálticas

ancho de calzada en (m)	unidades de longitud de muestreo en (m)
5,5	42
6,0	38
6,5	35
7,3	32
8,0	29
8,5	27
9,0	26
9,5	24
10,0	23
10,5	22
11,0	21
11,5	20
12,0	19

Carreteras con capa de rodadura en losas de concreto de cemento Pórtland y losas con longitud inferior que 12 m: El área de la unidad de muestreo debe estar en el rango 20 ± 8 losas.

Se recomienda tomar el valor medio de los rangos y en ningún caso definir unidades por fuera de aquellos. Para cada pavimento inspeccionado se sugiere la elaboración de esquemas que muestren el tamaño y la localización de las unidades ya que servirá para referencia futura.

b) Evaluación de la Condición.- El procedimiento varía de acuerdo con el tipo de superficie del pavimento que se inspecciona.

Debe seguirse estrictamente la definición de los daños de este documento para obtener un valor del (PCI) confiable.

La evaluación de la condición incluye la siguiente información y equipos:

- Manual de Daños del (PCI) con los formatos correspondientes y en cantidad suficiente para el desarrollo de la actividad.
- Odómetro manual para medir las longitudes y las áreas de los daños.
- Regla y una cinta métrica para establecer las profundidades de los ahuellamientos o depresiones.

Procedimiento.- Se inspecciona una unidad de muestreo para medir el tipo, cantidad y severidad de los daños de acuerdo con el Manual de Daños, y se registra la información en el formato correspondiente. Se deben conocer y seguir estrictamente las definiciones y procedimientos de medida los daños, se usa un formulario u “hoja de información de exploración de la condición” para cada unidad muestreo y en los formatos cada renglón se usa para registrar un daño, su extensión y su nivel de severidad.

El equipo de inspección deberá implementar todas las medidas de seguridad para su desplazamiento en la vía inspeccionada, tales como dispositivos de señalización y advertencia para el vehículo acompañante y para el personal en la vía.

c) Cálculo del (PCI) de las unidades de muestreo.

Al completar la inspección de campo, la información sobre los daños se utiliza para calcular el (PCI). El cálculo puede ser manual o computarizado y se basa en los

“Valores Deducidos” de cada daño de acuerdo con la cantidad y severidad reportadas.

3.4.1.1. Cálculo para Carreteras con Capa de Rodadura Asfáltica

Etapa 1. Cálculo de los Valores Deducidos:

1. a.- Totalice cada tipo y nivel de severidad de daño y regístrelo en la columna TOTAL del formato elegido de acuerdo al manual del (PCI). El daño puede medirse en área, longitud ó por número según su tipo.

1. b.- Divida la cantidad de cada clase de daño, en cada nivel de severidad, entre el área total de la unidad de muestreo y exprese el resultado como porcentaje. Esta es la densidad del daño, con el nivel de severidad especificado, dentro de la unidad en estudio.

1. c.- Determine el valor deducido para cada tipo de daño y su nivel de severidad mediante las curvas denominadas “valor deducido del daño” que se adjuntan en el Anexo 1 de este trabajo, de acuerdo con el tipo de pavimento inspeccionado.

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

2. a.- Si ninguno ó tan sólo uno de los “valores deducidos” es mayor que 2, se usa el “valor deducido total” en lugar del mayor “valor deducido corregido”, (VDC), obtenido en la etapa 4. De lo contrario, deben seguirse los pasos 2.b. y 2.c.

2. b.- Liste los valores deducidos individuales deducidos de mayor a menor.

2. c.- Determine el “Número Máximo Admisible de Valores Deducidos” (m_i), utilizando la ecuación 5.1:

$$m_i = 1.00 + \frac{9}{98} * [100 - HDV_i] \quad (3.1)$$

Donde:

m_i = Número máximo admisible de “valores deducidos”, incluyendo fracción, para la unidad de muestreo (i).

HDV_i = El mayor valor deducido individual para la unidad de muestreo (i).

2. d.- El número de valores individuales deducidos se reduce a (m), inclusive la parte fraccionaria. Si se dispone de menos valores deducidos que (m) se utilizan todos los que se tengan.

Etapa 3. Cálculo del “Máximo Valor Deducido Corregido”, (VDC).

El máximo (VDC) se determina mediante el siguiente proceso iterativo:

3. a.- Determine el número de valores deducidos “q” mayores que **2**.

3. b.- Determine el “Valor Deducido Total” sumando TODOS los valores deducidos individuales.

3. c.- Determine el (VDC) con “q” y el “Valor Deducido Total” en la curva de corrección pertinente al tipo de pavimento.

3. d.- Reduzca a **2** el menor de los “Valores Deducidos” individuales que sea mayor que **2** y repita las etapas **3.a** a **3.c** hasta que “q” sea igual a **1**.

3. e.- El máximo (VDC) es el mayor de los (VDC) obtenidos en este proceso.

Etapa 4. Calcule el (PCI) de la unidad restando de 100 el máximo (VDC) obtenido en la etapa 3.

El valor final del índice de condición del pavimento (PCI) es:

$$PCI_F = \frac{\sum PCI_i}{n} \quad (3.2)$$

Donde:

PCI_i = PCI de cada unidad evaluada

n = Número de unidades que existen en la sección

PCI_F = Índice de Condición del Pavimento Final del tramo en estudio.

3.4.1.2. Cálculo del PCI de una Sección de Pavimento

Una sección de pavimento abarca varias unidades de muestreo. Si todas las unidades de muestreo son inventariadas, el (PCI) de la sección será el promedio de los (PCI) calculados en las unidades de muestreo.

Si se utilizó la técnica del muestreo, se emplea otro procedimiento. Si la selección de las unidades de muestreo para inspección se hizo mediante la técnica aleatoria sistemática o con base en la representatividad de la sección, el (PCI) será el promedio de los (PCI) de las unidades de muestreo inspeccionadas.

Si se usaron unidades de muestreo adicionales se usa un promedio ponderado calculado de la siguiente forma:

$$PCI_S = \frac{[(N - A) * PCI_R] + [A * PCI_A]}{N} \quad (3.3)$$

Donde:

PCI_S = PCI de la sección del pavimento.

PCI_R = PCI promedio de las unidades de muestreo aleatorias o representativas.

PCI_A = PCI promedio de las unidades de muestreo adicionales.

N = Número total de unidades de muestreo en la sección.

A = Número adicional de unidades de muestreo inspeccionadas.

Finalmente el valor del PCI parcial = 100 – VDC

3.5. INDICE DE SERVICIABILIDAD PRESENTE (PSI)

La evaluación de estado del pavimento consiste en el relevamiento de las fallas más significativas que afectan al mismo. Estas son:

- Deformación longitudinal
- Deformación transversal

- Fisuración
- Desprendimiento.

El índice de serviciabilidad presente (PSI) representa una orientación del estado del pavimento desde el punto de vista del usuario por lo que es necesario que se exprese la rugosidad en términos de serviciabilidad. Para este fin se adopta una escala que en base a estudios realizados por el Instituto de Asfaltos esta en un rango de 0 a 5, de acuerdo a esta escala el (PSI) es igual a 5 y la rugosidad es cero, siendo el índice más alto de serviciabilidad, que este valor en la practica no se obtiene, y por lo contrario si el (PSI) es igual a cero la carretera esta completamente intransitable y corresponde a una rugosidad muy alta.

3.5.1 Método Desarrollado por Ensayos de la AASTHO para los Pavimentos Flexibles

Este método utiliza la siguiente ecuación:

$$PSI = 6.20 - 0.8 * C1 - 0.3 * C2 - 0.1 * C3 \quad (3.4)$$

Donde:

$C1$, $C2$, $C3$ Son apreciaciones en el terreno de la superficie del pavimento de acuerdo a la escala que se muestra en la Tabla 5.3.

El valor final del índice de serviciabilidad presente (**PSI**) está dado por:

$$PSI_F = \frac{\sum PSI_i}{n} \quad (3.5)$$

Donde:

PSI_i = PSI de cada unidad evaluada

n = Número de unidades que existen en la sección

PSI_F = Índice de Serviciabilidad Presente Final del tramo en estudio.

Tabla 3.4. Valores de los Coeficientes C1, C2 y C3

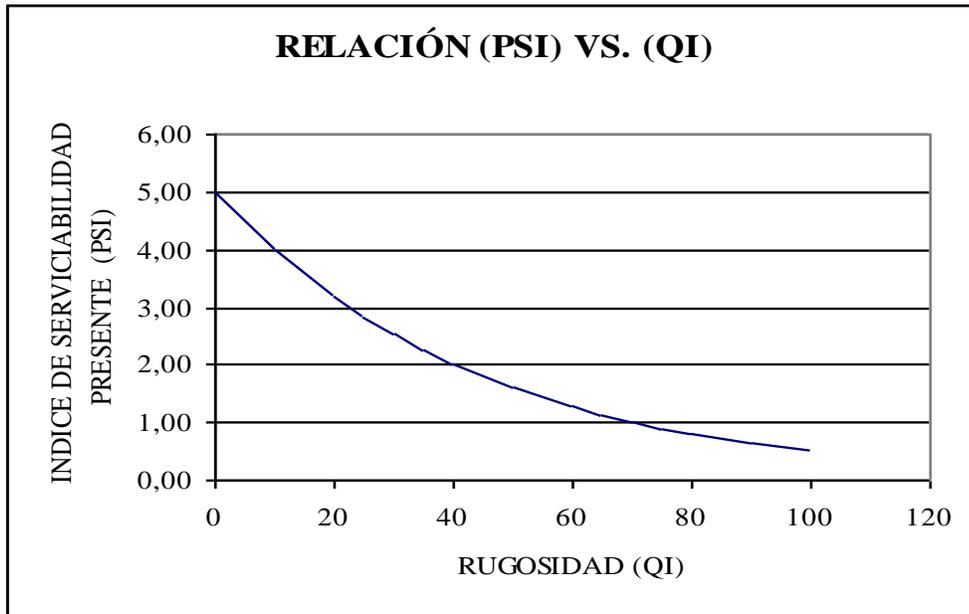
RUGOSIDAD LONGITUDINAL	VALOR C1
Perfectamente lisa	1
Algo rugosa	2
Medianamente rugosa	3
Rugosidad alta	4
Extremadamente rugosa	5
INTENSIDAD DE GRIETAS Y PARCHES	VALOR C2
Ausencia de grietas	1
Grietas y parches escasos	2
Fuertemente agrietado y parchado	3
Extremadamente agrietado y parchado	4
DEFORMACIÓN TRANSVERSAL	VALOR C3
Sin deformación ni ahuellamiento	1
Medianamente deformado y ahuellado	2
Fuertemente deformado y ahuellado	3

Tabla 3.5. Rangos de Calificación del (PSI)

RANGO	CALIFICACIÓN
5,00 - 4,25	Excelente
4,25 - 3,5	Muy Bueno
3,50 - 2,75	Bueno
2,75 - 2,00	Regular
2,00 - 1,25	Malo
1,25 - 0,50	Muy Malo
0,50 - 0,00	Fallado

Las relaciones existentes entre la rugosidad (**QI**) y (**PSI**) se encuentran en la Figura 3.19, las relaciones de rugosidad entre el (**QI**) y el (**PSI**), se muestran en Tabla 5.5. En la Tabla 3.7 se muestra los rangos de relación entre (**PCI**), (**QI**), (**PSI**), finalmente en la Tabla 3.8, se muestran los rangos de relación (**IRI**), (**QI**), (**PSI**).

Figura 3.19. Ábaco de Relación entre Rugosidad (QI) e Índice de Serviciabilidad Presente (PSI).



De acuerdo a este ábaco se puede determinar el tipo de mantenimiento a realizar en función de la rugosidad (QI) ó del Índice de Serviciabilidad Presente (PSI) que se describen a continuación:

1. Cuando la rugosidad del pavimento tiene un valor de (QI) de 0 a 40 el pavimento necesita un **“mantenimiento de rutina permanente”**.
2. Cuando la rugosidad del pavimento tiene un valor de (QI) de 40 a 80 el pavimento necesita **“mantenimiento periódico”**.
3. Cuando la rugosidad del pavimento tiene un valor de (QI) de 80 a 120 el pavimento necesita **“pronta rehabilitación”**.

Para valores mayores de rugosidad (QI) del pavimento que los descritos anteriormente necesitan **“pronta reconstrucción”**.

Tabla 3. 6. Relación de Rugosidad (QI) con el (PSI)

RELACIÓN DE RUGOSIDAD (QI) CON EL (PSI)		
(QI) UNIDADES/KM.	(PSI)	DESCRIPCIÓN
0 - 20	3 - 5,0	El pavimento es completamente nuevo
20 - 35	2,5 - 3	Pavimentos de concreto asfáltico de buena calidad, tratamiento superficial muy bueno, no existen corrugaciones ni baches.
35 - 65	1 - 2,5	El pavimento presenta tramos con los primeros deterioros, baches ocasionales (1-3 baches cada 50m. 2% de baches), depresiones (20 a40 mm. Cada 5m. O de 10 a20 mm. Cada 3m.), velocidad normal de conducción 75Km. /hr.
65 - 110	0,4 - 1	El pavimento está severamente afectado, con depresiones profundas y desiguales (mayores o iguales a 20mm/3m), baches frecuentes (15 - 20 baches cada 50m. o 15% de baches).

Tabla 3.7. Rangos de Relación (PCI), (QI), (PSI)

RANGOS DE RELACIÓN (PCI), (QI), (PSI)				
(PCI)	DESCRIPCIÓN	(QI) UNIDADES/KM.	(PSI)	DESCRIPCIÓN
90 - 100	Muy bueno, excelente	0 - 20	3 - 5,0	El pavimento es completamente nuevo.
60 - 90	Bueno	20 - 35	2,5 - 3	Pavimentos de concreto asfáltico de buena calidad, tratamiento superficial muy bueno, no existen corrugaciones ni baches.
40 - 60	Regular	35 - 65	1 - 2,5	El pavimento presenta tramos con los primeros deterioros, baches ocasionales (1-3 baches cada 50m. 2% de baches), depresiones (20a 40mm. Cada 5m. O de 10a 20mm. Cada 3m.), velocidad normal de conducción 75Km. /hr.
20 - 40	Muy pobre.			
0 - 20	Fallando	65 - 110	0,4 - 1	El pavimento está severamente afectado, con depresiones profundas y desiguales (mayores o iguales a 20mm/3m), baches frecuentes (15 – 20 baches cada 50m. o 15% de baches).

Tabla 3.8. Rangos de relación (IRI), (QI), (PSI)

RANGOS DE RELACIÓN (IRI), (QI), (PSI)			
(IRI)	(QI) UNIDADES/KM.	(PSI)	DESCRIPCIÓN
0 - 1,6	0 - 20	3 - 5,0	El pavimento es completamente nuevo
1,6 - 2,8	20 - 35	2,5 - 3	Pavimentos de concreto asfáltico de buena calidad, tratamiento superficial muy bueno, no existen corrugaciones ni baches.
2,8 - 5,2	35 - 65	1 - 2,5	El pavimento presenta tramos con los primeros vestigios de deterioros, baches ocasionales (1-3 baches cada 50m. 2% de baches), depresiones (20a 40mm. Cada 5m. O de 10a 20mm. Cada 3m.), velocidad normal de conducción 75Km. /hr.
5,2 - 8.8	65 - 110	0,4 - 1	El pavimento está severamente afectado, con depresiones profundas y desiguales (mayores o iguales a 20mm/3m), baches frecuentes (15 – 20 baches cada 50m. o 15% de baches).

3.6. METODOS DE DISEÑO DE RECAPADOS

El recapamiento asfáltico es un recurso ampliamente utilizado en la recuperación de pavimento y presenta un desafío recurrente: “Evitar el surgimiento de grietas reflejadas”. Estas grietas no son mas que una imagen reflejada de las fisuras o juntas de dilatación que el pavimento pretende recuperar y su surgimiento indica inequívocadamente un proceso de destrucción del recapado.

3.6.1. INTRODUCCION

Previo a la colocación del refuerzo asfáltico deben hacerse estas tareas:

- Reparación de áreas deterioradas y mejoramiento del drenaje.
- Corrección del ahuellamiento superficial por fresado de la capa superficial o colocación de una capa de nivelación.
- Ensanche, si está previsto.
- Aplicación de riego de liga.
- Colocación del refuerzo de concreto asfáltico (incluyendo tratamiento de control de fisuras si fuera necesario).

3.6.2. FACTIBILIDAD

Este tipo de refuerzos es muy comúnmente usado, excepto cuando el pavimento existente este tan deteriorado que justifique su remoción total. Los casos en que no es factible colocar el refuerzo de cemento asfaltico son:

- La cantidad de fallas tipo piel de cocodrilo es muy grande.
- Un ahuellamiento superficial excesivo que indica que los materiales del paquete tienen poca estabilidad.
- La base estabilizada existente muestra signos de gran deterioro y repararla sería muy costoso.
- La base granular debería ser removida y reemplazada debido a infiltración y a contaminación de material proveniente de una capa inferior (mala calidad).
- El desprendimiento y peladuras de la carpeta indican que ésta debe ser reemplazada.

3.6.3. REPARACIONES PREVIAS

Si de acuerdo al análisis hecho, es factible colocar un refuerzo, deben hacerse previamente estas reparaciones que consistirán, de acuerdo al tipo de falla en:

- ***Piel de cocodrilo:*** Las áreas con piel de cocodrilo de gran severidad deben ser reparadas. Las áreas de piel de cocodrilo moderadas deben ser reparadas a menos que se implemente algún tipo de control de reflexión de fisuras. La reparación debe incluir la remoción de todo material débil que se encuentre por debajo.
- ***Fisuras lineales:*** Las fisuras lineales de alta severidad deben ser parchadas. Las fisuras con aberturas mayores de 0,25 pulg deben ser rellenadas con una mezcla arena-asfalto. Debe preverse algún tipo de control de reflexión de fisuras para juntas transversales que sufran apertura o cierre.
- ***Ahuellamiento:*** Deben ser eliminados mediante fresado o colocación de una capa niveladora. En caso de ahuellamientos muy severos deben investigarse las capas inferiores.
- ***Irregularidades superficiales:*** Depresiones, serruchos, etc., requieren una investigación y tratamiento especial y en determinados casos, remoción.

3.6.4. CONTROL DE REFLEXIÓN DE FISURAS

La reflexión de fisuras en el refuerzo se debe a la concentración de deformaciones debidas a movimientos en el pavimento subyacente por flexión o por corte incluidos por cargas o por contracción horizontal debida a cambios térmicos.

Entre los métodos para control de fisuras, además de parches y rellenos previos, se tienen:

- ***Membranas sintéticas:*** Son efectivas en el control de reflexión de piel de cocodrilo moderada. También controlan reflexión de fisuras por temperatura si están combinadas con relleno de las fisuras. Son poco útiles para retardar reflexión de fisuras debidas a movimientos horizontales o verticales significativos.
- ***Capas cortadoras de reflexión:*** Si tienen más de 76 mm (3 pulg) de espesor son efectivas para controlar reflexión de fisuras debidas a grandes movimientos.

Formadas por material granular de granulometría abierta y un pequeño porcentaje de cemento asfáltico.

- ***Cortado y sellado de juntas en el refuerzo de concreto asfáltico:*** Este método en el cual se cortan juntas en correspondencia con fisuras rectilíneas del pavimento existente puede ser efectivo para control de reflexión. Este método es muy efectivo para refuerzos de concreto asfáltico sobre pavimentos de hormigón con juntas.
- ***Incremento del espesor del refuerzo:*** Esta solución reduce la reflexión y el corte bajo cargas y reduce la variación por temperatura en el pavimento existente.

3.6.5. METODOS DE DISEÑO DE RECAPADO

Se presenta a continuación un análisis de los principales métodos de diseño de recapados estructurales con asfalto, haciendo énfasis en las metodologías utilizadas.

Estos métodos corresponden a:

- Método AASHTO 93
- Método Asphalt Institute, USA Método TRRL, Inglaterra
- Método Shell, Holanda/Inglaterra

3.6.5.1. METODOS DE DISEÑO DE RECAPADOS AASTHO 1993

La guía AASHTO para el diseño de pavimentos, es una de las metodologías más difundidas en el mundo, y en Chile es ampliamente utilizada por los organismos encargados de la administración de la infraestructura vial.

Esta guía de diseño ha tenido varias revisiones desde su primera versión en 1968, hasta la actualidad en que se cuenta con la reciente versión (1993). La importancia de esta última, es que contiene una serie de nuevos criterios considerados en el diseño de pavimentos, y en especial, una parte dedicada a la rehabilitación de pavimentos. Esto hace que la guía AASHTO 1993, sea una base importante para el desarrollo del presente estudio.

En el presente estudio, se dará principal énfasis a los casos de recapado asfálticos sobre superficies de: pavimento asfáltico, pavimento de hormigón fracturado y

pavimento de hormigón con junta simple, por ser los casos más usuales que se presentan en la realidad nacional hoy en día.

Para la aplicación de la metodología de diseño propuesta por AASHTO 93, en el diseño de recapados, se deben tener en cuenta en general, los siguientes criterios:

a) Reparaciones previas al recapado: Como se mencionó anteriormente, el recapado en este método solamente considera un aporte estructural al pavimento, por lo que antes de su aplicación, deben repararse todos aquellos defectos visibles (desprendimientos, grietas, deformaciones, etc.) que pudieran posteriormente afectar el comportamiento de este recapado.

b) Controlar la reflexión de grietas: El reflejo de grietas desde el pavimento antiguo a la nueva capa, es una de las causas más frecuentes del posterior deterioro del recapado. El espesor de diseño propuesto por el método, no considera este efecto, por lo que se deben tomar medidas adicionales que permitan reducir la aparición de estas grietas de reflexión. Entre estas medidas posibles, se tiene la provisión de capas asfálticas adicionales (generalmente mas abiertas y con menos % de asfalto), fractura previa del hormigón antiguo, uso de geotextiles, empleo de asfaltos modificados y otras.

c) Estimación de las cargas de tráfico: Se deben determinar en forma adecuada, los ejes equivalentes que solicitan el pavimento durante la vida de diseño. Para esto, los factores de equivalencia se deben calcular considerando las relaciones de diseño de pavimentos flexibles o rígidos según sea el caso. El modelo de pavimento flexible se utiliza para los recapados tipo AC efectuados sobre pavimentos flexibles o de hormigón fracturado. El resto de las combinaciones, considera la estimación de los ejes equivalentes según el modelo de pavimento rígido.

d) Drenaje: El método supone condiciones adecuadas de drenaje, de modo de prevenir la presencia de agua que pudiera erosionar y reducir la resistencia del pavimento. Dependiendo de las condiciones de humedad y calidad del drenaje, el método ajusta esta resistencia por medio de coeficientes que aumentan o disminuyen la capacidad estructural de las capas granulares.

e) Materiales del recapado: Estos materiales deben ser seleccionados adecuadamente, para resistir las cargas específicas, condiciones climáticas y

deficiencias previas a la rehabilitación que pudiera presentar el pavimento. Esto requiere un conocimiento de los materiales posibles de utilizar, y sus propiedades. Debe tenerse en cuenta además, las propiedades de los materiales de la subrasante y del pavimento existente, lo cual conforma la base de fundación del recapado que se debe aplicar.

f) Nivel de confiabilidad: Debe seleccionarse un nivel adecuado de confiabilidad y desviación estándar para la determinación del espesor del recapado, el cual no necesariamente coincide con el utilizado para determinar el diseño de un pavimento nuevo. La guía AASHTO 1993 entrega algunas recomendaciones al respecto: la confiabilidad a utilizar por la mayor variabilidad de los parámetros en el pavimento existente debe ser superior al 90%, mientras que para el error estimado se recomienda utilizar 0.39 para los pavimentos rígidos y 0.49 para los flexibles.

La metodología para el cálculo de los recapados, se basa en estimar la diferencia entre el número estructural requerido (SNf) para soportar un nuevo período de solicitaciones, y el número estructural efectivo existente (SNeff). El valor (SNf) se calcula aplicando las fórmulas de diseño propuestas por AASHTO según se trate de pavimentos flexibles o rígidos:

La formula para Pavimentos Flexibles utilizada es la siguiente:

$$\log_{10}(W_{18}) = ZR * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{1094}\right]}{0.40 + \frac{1}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10}(M_R) - 8.07 \quad (3.6)$$

Donde:

$\log_{10}(W_{18})$ = Ejes Equivalentes Estimados

ZR = Desviación normal estandarizada para un nivel de confiabilidad

S_o = Error combinado para la predicción

SN = Numero Estructural del Pavimento (pulgadas)

ΔPSI = Diferencia entre la serviciabilidad inicial y final

M_R = Modulo Resilente

3.6.5.2. PASOS PARA LA DETERMINACION DEL ESPESOR DEL RECAPADO

Paso 1. Diseño y construcción del pavimento existente

Se debe recabar información sobre:

- a) Espesor de cada capa y tipo de material usado
- b) Subrasante (registros durante la construcción, ensayos de suelos, etc)

Paso 2. Análisis de tránsito

- a) Cantidad de ESALs acumulados en la trocha de diseño (N_p), para ser aplicada sólo si SNeF se obtiene por el método de la vida remanente.
- b) Cantidad de ESALs previstos en la trocha de diseño durante el período de diseño del refuerzo N_f .

Paso 3. Observación del estado del pavimento existente

Distinguir y medir los tipos de fallas presentes y en base a los mismos estimar los coeficientes estructurales de cada capa previos a la colocación del refuerzo. Se recomienda extraer muestras de las trochas más transitadas.

Se debe computar:

- a) Porcentaje de superficie con piel de cocodrilo (baja, media y alta severidad)
- b) Número de fisuras transversales por Km o milla (baja, media y alta severidad)
- c) Profundidad media del ahuellamiento
- d) Evidencia de bombeo en fisuras y bordes de pavimentos

Paso 4. Muestreo y ensayo de materiales

- a) Módulo resiliente de la subrasante. Se puede determinar a partir de ensayos de laboratorio (AASHTO-T294-92I) con una tensión desviante de 6 psi para

equiparlo con la tensión desviante usada para determinar el $M_R = 21$ MPa del AASHO Road Test.

Se pueden hacer también ensayos R, CBR, clasificación de suelos y mediante correlaciones determinar el M_R .

- b) El examen visual de probetas de concreto asfáltico permitirá conocer distintos grados de alteración.
- c) Ídem con respecto a muestras de base y sub base.
- d) Se pueden medir los espesores de todas las capas.

Paso 5. Determinación del número estructural requerido para el tránsito futuro SN_f

1) El modulo resiliente efectivo de la subrasante puede determinarse por alguno de estos métodos:

- a) Ensayos de laboratorio (Paso 5)
- b) Cálculo a partir de medidas de deflexiones
- c) Estimación a partir de información disponible sobre suelos y relaciones desarrolladas a partir de estudios del modulo resiliente.

Hay que tener en cuenta las variaciones estacionales de M_R , si estas tienen lugar. No hay que olvidarse de usar el factor de corrección C ($C = 0.33$) cuando se usan medidas de deflexiones.

- 2) Pérdida de serviciabilidad de diseño
- 3) Confiabilidad R del refuerzo
- 4) Desvío estándar de las variables para el pavimento flexible.

Paso 6. Determinación del número estructural efectivo SN_{ef} del pavimento existente

Hay tres métodos para determinar SN_{ef}

- NDT
- Observación visual y ensayo de materiales

- Vida remanente

Método NDT:

Es conveniente usar los tres métodos y luego seleccionar el valor de SN_{ef} basado en los resultados haciendo uso de criterio ingenieril y de la experiencia.

En el caso de usar el método de NDT se supone que la capacidad estructural del pavimento es una función de su espesor y rigidez totales. La relación entre SN_{ef} y E_p es:

$$SN_{ef} = 0.0024 * D * E_p^{1/3} \quad (3.7)$$

Donde:

SN_{ef} = Numero estructural efectivo (mm)

D = Espesor total del paquete estructural (mm)

E_p = Modulo efectivo de todo el paquete (kPa)

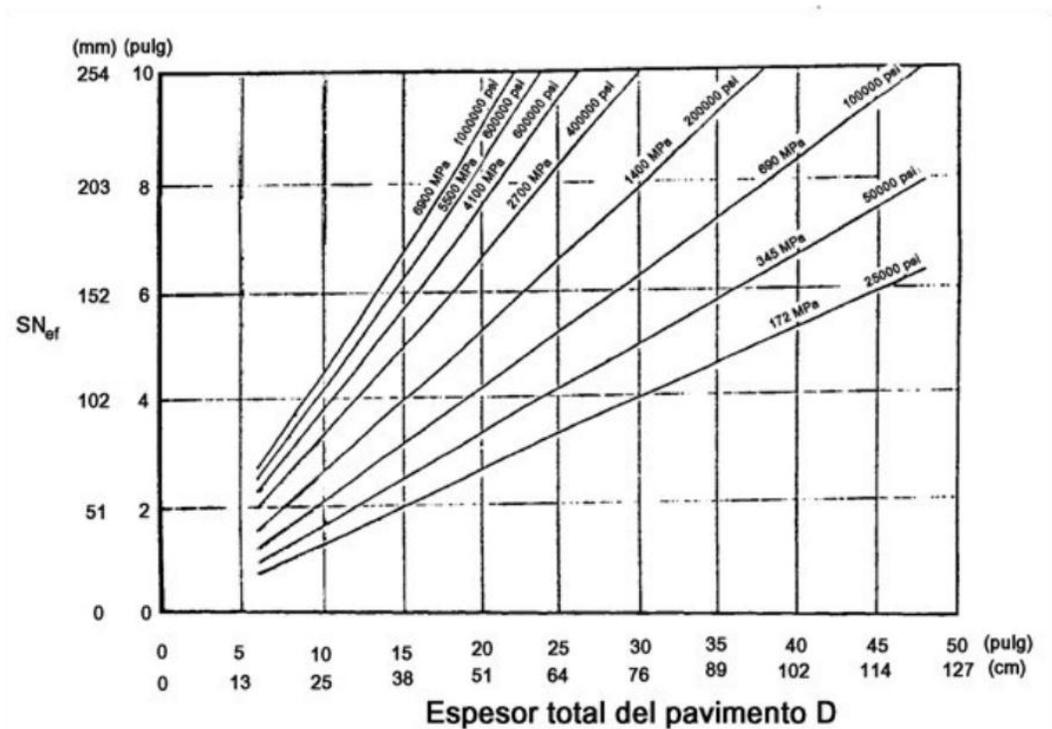


Figura 3.20. SN_{ef} en Función de E_p (Método NDT)

Observación Visual:

En el caso de utilizar el método de observación visual y ensayo de materiales, se debe analizar la ecuación del número estructural:

$$SN_{ef} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (3.8)$$

m_2 y m_3 se determinan de acuerdo a las condiciones de drenaje.

Los valores de a_1 , a_2 y a_3 serán menores que los que se consideran en un diseño nuevo debido al deterioro que presentan las capas. En la Tabla 4.2, se presenta una sugerencia de los valores a adoptar para cada capa en función de su grado de deterioro.

➤ Determinación del espesor del refuerzo

La ecuación de diseño para refuerzos es:

$$SN_{oi} = a_{oi} D_{oi} = SN_f - SN_{ef} \quad (3.9)$$

Dónde:

SN_{oi} = Número estructural requerido para el refuerzo

a_{oi} = Coeficiente estructural para el refuerzo

D_{oi} = Espesor del refuerzo

SN_f = Número estructural requerido para el tránsito futuro

SN_{ef} = Número estructural efectivo del pavimento existente (previo a la colocación del refuerzo).

$$D_{oi} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{oi}} \quad (3.10)$$

El espesor necesario de refuerzo será obtenido siguiendo los pasos que se indican a continuación. Los mismos proveen un método de diseño que se recomienda hacer ensayos sobre el pavimento para obtener datos de entrada confiables. Si no es posible hacer esto, se puede encarar este problema mediante una observación visual de las fallas observadas, obviando los pasos 4 y 5.

Tabla 3.9. Valores sugeridos del coeficiente estructural para capas de pavimentos deteriorados

Material	Condición de superficie	Coeficiente
Concreto asfáltico	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de baja severidad	0,35-0,40
	<10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <5% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,25-0,35
	>10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <10% de fisuras transversales de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,20-0,30
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de fisuras transversales de alta severidad >10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,14-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de alta severidad.	0,08-0,15

Material	Condición de superficie	Coeficiente
Base estabilizada	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de baja severidad.	0,20-0,35
	<10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <5% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,15-0,25
	>10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,15-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de media y alta severidad.	0,10-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de alta severidad.	0,08-0,15
	Sin evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos.	0,10-0,14
Base o subbase granular	Alguna evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos.	0,00-0,14

Vida Remanente:

En el caso de usar el método de la vida remanente se tiene:

$$RL=100(1-N_p/N_{1.5}) \quad (3.11)$$

Dónde:

N_p = N° de ESALs hasta el instante previo a la colocación del refuerzo

$N_{1.5}$ = N° de ESALs para llevar el pavimento a una serviciabilidad final de 1.5 (se usa R=50%)

Con RL se determina el factor de condición CF (condition factor), a partir de la Figura 4.2.

$$SN_{ef} = CF * SN_0 \quad (3.12)$$

SN_0 = Es el numero estructural del pavimento, si este fuera nuevamente constituido.

Paso 7. Determinación del espesor de refuerzo

Se lo determina con la expresión:

$$D_{ol} = \frac{SN_{ol}}{a_{ol}} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{ol}} \quad (3.13)$$

Donde:

SN_{ol} = Número estructural requerido para el esfuerzo

a_{ol} = Coeficiente estructural del refuerzo de concreto asfáltico

D_{ol} = Espesor requerido de esfuerzo

SN_f = Número estructural determinado en el paso 6

SN_{ef} = Número estructural efectivo del pavimento existente

3.6.5.3. METODOS DE DISEÑO DE RECAPADOS: TRRL (INGLATERRA)

Este método está basado en estudios realizados en el Reino Unido (4), en el cual se utilizó información completa del comportamiento de caminos en servicio por un período de más de 20 años, contrastándose estos resultados con modelos analíticos estructurales de pavimentos. El método ha sido estudiado para el diseño de un recapado asfáltico sobre un pavimento asfáltico construido sobre bases de distintos materiales (granular, cementada o bituminosa).

Los resultados de estas investigaciones se resumen en abacos, donde se proponen valores admisibles de deflexiones que deberían tener los pavimentos para resistir una determinada sollicitación de ejes equivalentes para un período de diseño, con un cierto factor de confiabilidad. El valor obtenido de deflexión admisible, para resistir los ejes equivalentes en el período de diseño, se contrastan con la deflexión observada en el pavimento a evaluar, determinándose el espesor requerido para el recapado. Estos procedimientos finalmente se resumen en abacos, los cuales entregan el espesor de recapado necesario en función de la deflexión existente en el pavimento a rehabilitar, y los ejes equivalentes acumulados de diseño (Figura 8). Se recomienda por razones constructivas, la colocación de un mínimo de 40 mm. de espesor de capa asfáltica.

En el método además se establecen correlaciones entre el valor de las deflexiones obtenidas con viga Benkelman y el deflectógrafo Lacroix, cuyos valores deben ser corregidos por efecto de la temperatura.

3.6.5.4. METODOS DE DISEÑO DE RECAPADOS: SHELL (HOLANDA - INGLATERRA)

El método Shell ha sido estudiado para el diseño de un recapado asfáltico sobre pavimentos asfálticos. Este método está desarrollado en principios mecanicistas de comportamiento, para el cual se supone que la estructura del pavimento, se modela mediante capas con materiales elásticos, homogéneos e isotrópicos. Las propiedades

mecánicas de los materiales de capas se representan por el Módulo de Elasticidad (E) y coeficiente de Poisson (ν). En la mayoría de los casos, los pavimentos pueden representarse mediante un sistema de tres capas, consistente en una capa de material bituminoso (E_1, ν_1, h_1), una capa de base granular o cementada (E_2, ν_2, h_2), y la subrasante (E_3, ν_3 , espesor infinito). La carga se supone uniformemente distribuida sobre un área circular.

El módulo de elasticidad de la capa asfáltica se puede estimar a partir de la temperatura y las propiedades viscoelásticas del cemento asfáltico, y las propiedades de los agregados según el tipo de mezcla. Para la mezcla asfáltica se considera un valor medio de coeficiente de Poisson de 0.35.

Las capas granulares tienen un valor de coeficiente de Poisson que varía desde 0,3 para el material grueso chancado, hasta 0,5 para el material más fino, con un valor medio de 0,4.

Si la base es de material cementado, en este caso no hay una relación determinada entre E_2 y E_3 , debiendo utilizarse métodos de retroanálisis más sofisticados para determinar E_2 para las bases cementadas. Como coeficiente de Poisson se considera usualmente 0,25.

Sobre esta estructura de pavimento se simula una carga de referencia, representada por una fuerza circular uniformemente distribuida de 40 kN (correspondiente a una carga dual en un eje estándar de 80 kN) y una presión de contacto de 600 kN/m² (85 psi aproximado).

Una vez modelada la estructura de pavimento que se van a analizar, se deben calcular las tensiones y deformaciones críticas que condicionan el comportamiento, el cual se basa en la falla por fatiga de alguna de las capas. Como criterios básicos de falla se consideran:

- La deformación unitaria de tracción horizontal en el límite inferior de la capa asfáltica, la cual controla el inicio del agrietamiento por fatiga.
- La deformación unitaria horizontal de compresión en el límite superior de la subrasante, el cual controla la deformación permanente en el suelo de fundación.

- En el caso de bases cementadas, se verifica además que la tensión de tracción horizontal en el límite inferior de la capa cementada sea inferior a la mitad de la tensión admisible para prevenir el agrietamiento por fatiga.

Para estimar estas tensiones y deformaciones a partir del modelo multicapa asignado a la estructura del pavimento, se utilizan programas computacionales especiales que resuelven las ecuaciones de elasticidad que gobiernan el problema.

Una vez que se han calculado estas tensiones y deformaciones críticas, se puede estimar los ejes equivalentes admisibles de esta estructura según los criterios de fatiga de la capa asfáltica y deformación permanente del suelo de fundación, utilizando las siguientes relaciones:

Capa asfáltica:

$$N = 8,3521 \times 10^8 \text{ er } \sim 4$$

$$\text{Subrasante: } N = 6,146 \times 10^{-7} \text{ ez-4}$$

Los ejes equivalentes admisibles por esta estructura serán en definitiva, el menor valor entre los resultantes de la aplicación de ambos criterios. Estos mismos conceptos pueden ser aplicados para efectos de diseñar un recapado sobre un pavimento existente.

CAPITULO IV

DISEÑO DE LA MEZCLA ASFALTICA EN LABORATORIO

4.1. INTRODUCCION

Las mezclas en caliente para pavimentos, son consideradas hace mucho tiempo, como el primer producto disponible a bajo costo, que proporciona un adecuado diseño con excelente comportamiento como pavimento flexible, proporcionando durabilidad, resistencia y confort.

El Diseño de la mezcla asfáltica drenante sigue un camino un poco diferente al habitualmente empleado para otras mezclas bituminosas, para el diseño de nuestra mezcla usaremos el método Cántabro y la metodología Australiana.

4.2. TRABAJOS REALIZADOS PREVIOS

Se realizaron ensayos de control de calidad de agregados triturados gravas y agregados finos procedentes de la chancadora ubicada en la localidad de San José de Charaja (ver Anexo I).

Los asfaltos modificados con polímeros se caracterizan por obtener mezclas más rígidas a altas temperaturas de servicio, reduciendo así el ahuellamiento y mezclas flexibles a bajas temperaturas de servicio reduciendo así el fisuramiento, también poseen mayor elasticidad, adherencia, cohesión, durabilidad y principalmente mayor resistencia al envejecimiento.

4.3. RESUMEN DE CARACTERISITICAS Y ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES PARA LA MEZCLA ASFALTICA CONVENCIONAL

En las siguientes tablas se muestran las diferentes características y especificaciones de los materiales que forman parte de la mezcla asfáltica convencional. Cabe hacer notar que por las características de los agregados en nuestro medio se dio un margen mayor en algunas de las especificaciones.

Tabla 4.1. Características del Cemento Asfáltico

CEMENTO ASFALTICO (85-100) - IPIRANGA - BRASIL					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designación
			Mínimo	Máximo	AASHTO
Peso específico	g/cm ³	0.994	0.95	1.05	T – 227
Punto de Inflamación	°C	> 232		232	T – 48
Penetración a 25°C, 100s. 5 seg	mm	91.8	85	100	T – 49
Viscosidad Saybolt 135 °C	seg	91.5	85		T – 72
Punto de Ablandamiento	°C	43	43	53	T – 53

Tabla 4.2. Características de los Agregados para Mezclas Convencionales

AGREGADOS					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designación AASHTO
			Mínimo	Máximo	
Peso específico agregado grueso	g/cm ³	2.700			T-166
Peso específico agregado fino	g/cm ³	2.669			T-100
Desgaste de los Ángeles 3/4"	%	20.04		40	T-96
Desgaste de los Ángeles 3/8"	%	25.14		40	T-96
Durabilidad agregado grueso	%	6.05		10	T-104
Durabilidad agregado fino	%	3.88			
Caras fracturadas	%	78.2	75		
Granulometrías	%	s/ gráficos			T-27
Límite líquido	%	N P			T-89
Límite plástico	%	N P			T-90
Equivalente de arena	°C	52.7	45		T-176

Tabla 4.3. Especificaciones Técnicas de una Mezcla Asfáltica

MEZCLA ASFALTICA CONVENCIONAL		
CARACTERISTICAS	ESPECIFICACIONES	
	MINIMO	MAXIMO
Vacíos Agregado mineral	15	
Relación Betumen Vacíos	75	82
Estabilidad Marshall	1500 lb	
Flujo	8	18
Porcentaje de vacíos	2	4
Porcentaje de ligante	5	7

4.4. RESUMEN DE CARACTERISITICAS Y ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES PARA LA MEZCLA DRENANTE CON POLIMEROS

En las tablas que se presenta a continuación, se muestran las diferentes características y especificaciones de los materiales que forman parte de nuestra mezcla. Cabe hacer notar que por las características de los agregados en nuestro medio se dio un margen mayor en algunas de las especificaciones.

Tabla 4.4. Características de los Agregados para una mezcla Drenante

AGREGADOS					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designación AASHTO
			Mínimo	Máximo	
Peso específico agregado grueso	gr./cm ³	2.644			T-166
Peso específico agregado fino	gr./cm ³	2.518			T-100
Desgaste de los Ángeles 3/4"	%	20.04		25	T-96
Desgaste de los Ángeles 3/8"	%	25.14		25	T-96
Durabilidad agregado grueso	%	4.04		10	T-104
Durabilidad agregado fino	%	3.88			
Caras fracturadas	%	78.2	75		
Granulometrías	%	s/ gráficos			T-27
Límite líquido	%	N P			T-89
Límite plástico	%	N P			T-90
Equivalente de arena	°C	52.7	45		T-176

Tabla 4.5. Características del Cemento Asfáltico con Polímeros

CEMENTO ASFALTICO CON POLIMEROS					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designación
			Mínimo	Máximo	AASHTO
Peso específico	g/cm ³	0.994	0.95	1.05	T - 227
Punto de Inflamación	°C	> 232		230	T - 48
Penetración a 25°C, 100s. 5seg	mm	81.8	85	100	T - 49
Punto de Ablandamiento	°C	59	65		T - 53

Tabla 4.6. Especificaciones Técnicas de una Mezcla Drenante

MEZCLA ASFALTICA DRENANTE		
CARACTERISTICAS	ESPECIFICACIONES	
	MINIMO	MAXIMO
Porcentaje de vacíos	16	25
Porcentaje de ligante	4	5
Perdida al Cántabro seco		25
Transito Medio Diario Anual	500	

4.5. RESUMEN DE CARACTERISITICAS Y ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES PARA LA MEZCLA ASFALTICA DRENANTE CON PAVIMENTO CONVENCIONAL

En las siguientes tablas se muestran las diferentes características y especificaciones de los materiales que forman parte de la mezcla asfáltica drenante con pavimento convencional. Cabe hacer notar que por las características de los agregados en nuestro medio se dio un margen mayor en algunas de las especificaciones.

Tabla 4.7. Características del Cemento Asfáltico

CEMENTO ASFALTICO (85-100) - IPIRANGA - BRASIL					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designación
			Mínimo	Máximo	AASHTO
Peso específico	g/cm ³	0.994	0.95	1.05	T – 227
Punto de Inflamación	°C	> 232		232	T – 48
Penetración a 25°C, 100s. 5 seg	mm	91.8	85	100	T – 49
Viscosidad Saybolt 135 °C	seg	91.5	85		T – 72
Punto de Ablandamiento	°C	43	43	53	T – 53

Tabla 4.8. Características de los Agregados para una mezcla Drenante

AGREGADOS					
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones		Designación AASHTO
			Mínimo	Máximo	
Peso específico agregado grueso	gr./cm ³	2.693			T-166
Peso específico agregado fino	gr./cm ³	2.715			T-100
Desgaste de los Ángeles 3/4"	%	20.04		25	T-96
Desgaste de los Ángeles 3/8"	%	25.14		25	T-96
Durabilidad agregado grueso	%	4.04		10	T-104
Durabilidad agregado fino	%	3.88			
Caras fracturadas	%	78.2	75		
Granulometrías	%	s/ gráficos			T-27
Límite líquido	%	N P			T-89
Límite plástico	%	N P			T-90
Equivalente de arena	°C	52.7	45		T-176

Tabla 4.9. Especificaciones Técnicas de una Mezcla Drenante

MEZCLA ASFALTICA DRENANTE		
CARACTERISTICAS	ESPECIFICACIONES	
	MINIMO	MAXIMO
Porcentaje de vacíos	16	25
Porcentaje de ligante	4	5
Perdida al Cántabro seco		25
Transito Medio Diario Anual	500	

4.6. SELECCIÓN DE LA CURVA GRANULOMETRICA

Durante el proceso y análisis de la combinación granulométrica para su aplicación en el Diseño y conforme con los requisitos exigidos por las especificaciones de las mezclas asfálticas y las mezclas drenantes se realizó una evaluación de las fajas o husos granulométricos.

Considerando las fajas de las especificaciones del Diseño, se procedió a dosificar teóricamente los materiales para verificar si éstos se encuadran dentro de lo establecido.

- **MEZCLAS ASFALTICAS CONVENCIONALES**

Dada la naturaleza de la mezcla y para cumplir con los vacíos se utilizo el huso granulométrico “PM-70” de las Especificaciones Españolas, que se muestra en la Tabla 6.7.

Tabla 4.10. Faja Granulométrica para la Mezcla Asfáltica Tipo “PM-70”

Tamiz	Tamaño Máximo Nominal del Agregado 3/4"	
	Porcentaje total que pasa	
1"	100	100
3/4"	100	87
3/8"	80	70
Nº 4	52	40
Nº 10	42	30
Nº 40	23	17
Nº 80	15	11
Nº 200	7	7

- **MEZCLAS DRENANTES**

Dada la naturaleza de la mezcla y para cumplir con los porcentajes de vacíos, estabilidad y flujo, se utilizo el huso granulométrico “PA-12” de las Especificaciones Españolas.

Tabla 4.11. Faja Granulométrica para la Mezcla Drenante Tipo “PA-12”

Tamiz	Tamaño Máximo Nominal del Agregado 3/4"	
	Porcentaje total que pasa	
3/4"	100	100
1/2"	70	100
3/8"	50	80
Nº 4	15	30
Nº 80	10	22
Nº 30	6	13
Nº 200	3	6

4.7. COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LA CURVA DE PROYECCION DE LOS AGREGADOS

Después de analizar las fajas granulométricas de los agregados y cumpliendo las exigencias de las especificaciones técnicas, la composición porcentual en peso de los agregados, alcanza los siguientes valores:

- **MEZCLA ASFALTICAS CONVENCIONALES**

Tabla 4.12. Aporte Porcentual de Agregados en Peso, Mezcla Convencional

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

Tabla 4.13. Curva Proyectada para la Mezcla "PM-70"

Tamices	Gradación "PM-70"		% Pasa por Tamiz
	Mínimo	Máximo	
1"	100	100	25.40
3/4"	100	86.5	19.05
3/8"	80	70.2	9.53
Nº 4	52.005	40.005	4.75
Nº 10	41.7185	29.7185	2.00
Nº 40	22.825	16.825	0.60
Nº 80	14.575	10.575	0.18
Nº 200	6.5425	6.5425	0.075

- **MEZCLAS DRENANTES**

Tabla 4. 14. Aporte Porcentual de Agregados en Peso, Mezcla Drenante

Material	Cantidad (%)
Grava 3/4"	30
Grava 3/8"	48
Material Fino	22

Tabla 4.15. Curva Proyectada para la Mezcla “PA - 12”

Tamices	Gradación "PA-12"		% Pasa por Tamiz
	Mínimo	Máximo	
3/4"	100	100	100,00
1/2"	70	100	70,30
3/8"	50	80	65,20
Nº 4	15	30	29,40
Nº 8	10	22	17,70
Nº 30	6	13	10,60
Nº 200	3	6	3,20

Se cabe recalcar que la composición granulométrica de los agregados para las mezclas drenantes son las mismas, tanto para la mezcla asfáltica drenante con cemento asfáltico con polímeros, como para la mezcla asfáltica drenante con cemento asfáltico convencional, ya que lo que se busca es realizar una comparación entre ambas mezclas. Así mismo se trabajó con la misma faja granulométrica y porcentajes de agregados, para los dos diseños de las mezclas drenantes.

4.8. ESQUEMA DE LOS ENSAYOS

4.8.1. METODO MARSHALL

Este método es aplicable a mezclas en caliente con cementos asfálticos que contengan áridos con tamaño máximo absoluto igual o inferior a 25 mm. Se puede usar tanto para el diseño en laboratorio como el control de terreno, y describe una metodología para determinar el óptimo de asfalto en mezclas.

Se debe determinar los siguientes parámetros:

- **La densidad real seca de cada árido que participa en la mezcla y la del filler.**

$$Volumen = P. saturada. superf. seca - P. sumergido en agua \quad (4.1)$$

- La densidad máxima de la mezcla suelta, para un contenido de asfalto óptimo previsto.

$$Densidad\ Maxima = \frac{100}{\frac{\% de Asfalto}{Peso\ especifico\ del\ C.A. + \frac{100 - Peso\ especifico\ del\ C.A.}{Peso\ especifico\ de\ los\ agregados}}} \quad (4.2)$$

- Las densidades de las probetas compactadas.

$$Densidad\ de\ Probeta = \frac{Peso\ seco}{Volumen} \quad (4.3)$$

$$Densidad\ de\ Probeta_{promedio} = \frac{\sum densidad\ de\ probeta_{\% de asfalto}}{numero\ de\ \% de asfalto} \quad (4.4)$$

- Porcentaje de Vacíos de la Mezcla Total

$$\% de vacios de la mezcla = \frac{Densidad\ Maxima - Densidad\ de\ Probeta_{promedio}}{Densidad\ Maxima * 100} \quad (4.5)$$

- Vacíos Agregados Mineral

$$V.A.M = \% de vacios de la mezcla + \frac{(\% de asfalto * Densidad\ de\ Probeta_{promedio})}{Peso\ especifico\ del\ C.A.} \quad (4.6)$$

- Relación de Betumen de Vacíos

$$R.B.V = \frac{(V.A.M - \% de vacios de la mezcla)}{V.A.M * 100} \quad (4.7)$$

- La Estabilidad de las mezclas usando un equipo Marshall

$$Estabilidad\ de\ Marshall = \frac{0.000004 * (Lec\ dial)^3 - 0.0038 * (Lec\ dial)^2 + 5.55 * Lec\ dial + 11.768}{0.4536} \quad (4.8)$$

- **La Fluencia de las mezclas usando un equipo Marshall**

$$Flujo = \frac{\sum \frac{1}{100}}{n} * 100 \quad (4.9)$$

Se debe realizar el siguiente procedimiento:

- Con la composición granulométrica definida, se preparan para cada contenido de ligante un mínimo de tres probetas.
- Las distintas fracciones de agregados se secan en estufa hasta peso constante a una temperatura de 105°C a 110°C y sepárelo por tamiz en seco.
- El asfalto empleado se calienta hasta una temperatura tal que su viscosidad permita una buena mezcla con los agregados sin que ocurra escurrimiento (150°C a 170°C).
- Para cementos asfálticos la temperatura de compactación debe de estar entre 140°C a 145°C.
- Se realizan las probetas de 1000 a 1200 grs, esto para que como resultado de una probeta compactada de una altura mínima de 65 mm.
- La mezcla de los áridos debe de ser colocada en el horno a una temperatura de 180 °C.
- Colocar el árido caliente en un bol de mezclado y se debe de revolver completamente, se debe de incorporar el cemento asfáltico. En instante la temperatura del cemento asfáltico y los áridos deben de estar dentro de los límites establecidos. Se debe de mezclar el árido y el asfalto lo mas rápido posible para que este no sufra de un enfriamiento y endurecimiento de la muestra.
- Preparar el molde y el martillo, limpiando completamente el conjunto del molde y la cara del martillo de compactación y calentarlos durante 15 min en la plancha a una temperatura aproximada a la de la compactación.
- Colocar un disco de papel filtro, cortado a medida, en la parte inferior del molde antes de colocar la mezcla.
- Llenar el molde con una espátula, acomodando la mezcla 15 veces en el perímetro y 10 veces en el centro. La temperatura antes de compactar debe de estar en los límites establecidos.

- La compactación de la mezcla se realiza empleando los moldes y el martillo Marshall, pero dando a cada probeta un total de 75 golpes por cara. Normalmente la probeta debe de enfriar por una hora.

Determinación de la densidad, espesor, estabilidad y fluencia:

- Colocar las probetas en un baño de agua a una temperatura de 25 °C, durante 30 a 40 min, seguidamente pesar estas probetas para obtener un peso seco superficial.
- Sumergir las probetas en un bañador con agua y pesar estas cuando se encuentren dentro del bañador, para así obtener un peso sumergido.
- Colocar las probetas en un baño María a 60 ± 1 °C, durante 30 a 40 min.
- Sacar la probeta del agua del agua y seque cuidadosamente la superficie. Coloque y seque la probeta en la parte inferior de la mordaza del aparato de Marshall, luego coloque la parte superior y centre el conjunto en el aparato de carga.
- Aplicar carga a la probeta a una velocidad constante de deformación de 50 ± 1 mm/min, hasta que se produzca la falla.
- El punto de falla queda definido por la carga máxima obtenida, se define la estabilidad Marshall como el numero total de newtons (N) necesarios para producir la falla de la probeta a 60 °C.
- A medida que avanza el ensayo de estabilidad, sujete firmemente el medidor del flujo sobre la barra guía, cuando se produzca la carga máxima, se debe de tomar la lectura y anotarla. Esta lectura es el valor de la fluidez de la probeta expresada en unidades de 25 mm (1/100 plg).

La determinación de la estabilidad y la fluencia, comenzando desde el momento en que se retira la probeta del agua, no debe durar más de 30seg.

4.8.2. METODO CÁNTABRO

- Con la composición granulométrica definida, se preparan para cada contenido de ligante un mínimo de tres probetas.
- Las distintas fracciones de agregados se secan en estufa hasta peso constante a una temperatura de 105°C a 110°C.

- El asfalto empleado se calienta hasta una temperatura tal que su viscosidad permita una buena mezcla con los agregados sin que ocurra escurrimiento (140°C a 160°C).
- Se realizan las probetas de 1000 a 1200 grs. y el resto del proceso sigue el mismo que el procedimiento Marshall (Anexo 3).
- La compactación de la mezcla se realiza empleando los moldes y el martillo Marshall, pero dando a cada probeta un total de 50 golpes por cara.
- Sobre las probetas fabricadas se realizan ensayos de densidad y vacíos, siguiendo el procedimiento geométrico.
- Se pesan las probetas y luego se las someten a la máquina de desgaste de los ángeles, sin carga abrasiva a 300 vueltas. La temperatura debe estar entre 18 a 25°C.
- Después de ser sometidas las probetas a la máquina de desgaste de los ángeles, se vuelven a pesar y se calcula la pérdida de peso en porcentaje respecto del inicial que ha sufrido cada una de las probetas.

Se calcula el resultado del ensayo de pérdida por desgaste para cada probeta ensayada, mediante la siguiente expresión:

$$P = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100 \quad (4.10)$$

Donde:

P = Valor de la pérdida por desgaste, en %

p_1 = Masa inicial de la probeta, en gramos

p_2 = Masa final de la probeta, en gramos

4.8.3. METODO AUSTRALIANO

Con los resultados obtenidos del ensayo del método Cántabro se realiza una grafica del porcentaje de pérdida por desgaste versus los porcentajes de asfalto y de esta grafica obtenemos el porcentaje de asfalto óptimo para nuestro diseño.

- Para la metodología Australiana se siguen los mismos pasos y para obtener el contenido de ligante que satisfaga las condiciones de vacío y requerimientos de

abrazión, se emplea una carta de diseño. Donde el límite mínimo de contenido de vacíos de aire, es el máximo contenido de ligante (CLmax). El contenido de ligante correspondiente a la máxima pérdida por abrasión, es el mínimo contenido de ligante (CLmin). El contenido provisional de ligante es el promedio entre el CLmax y el CLmin. Finalmente el contenido de ligante para el diseño es igual al CLprov + % de escurrimiento.

- Cabe hacer notar que el ensayo de escurrimiento no se realizó por no contar con el equipo requerido en el laboratorio, es por esta razón que se asumió que no existe escurrimiento.

4.9. ANALISIS Y RESULTADOS

4.9.1. ANALISIS Y RESULTADOS DEL METODO MARSHALL

Realizando los diferentes ensayos se obtuvo los siguientes resultados:

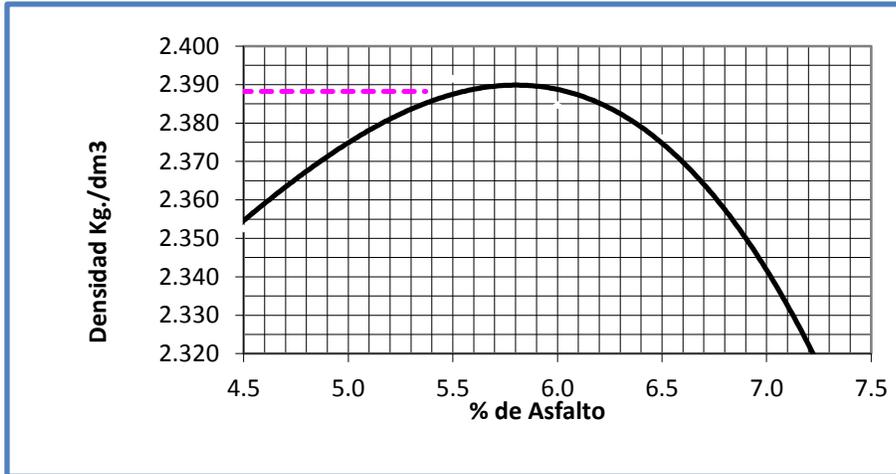
Tabla 4.16. Resumen de Valores del Ensayo Marshall

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4	5	6
Asfalto (%)	4.0	4.5	5.0	5.5	5.5	6.0
Densidad Máxima Teórica (g/cc)	2.515	2.495	2.476	2.457	2.438	2.420
Densidad Real de la Mezcla (g/cc)	2.331	2.353	2.375	2.392	2.385	2.376
Vacíos de la Mezcla (%)	7.31	5.73	4.09	2.66	2.2	1.81
Vacíos del agregado mineral (%)	16.63	16.32	15.96	15.82	16.5	17.25
Relación Betumen vacíos	56.07	64.84	74.40	83.16	86.70	89.53
Estabilidad Marshall	2309.63	2497.01	2686.04	2478.25	2084.34	2009.51
Flujo	8.07	7.61	8.86	10.43	12.01	11.81

Fuente: Elaboración propia

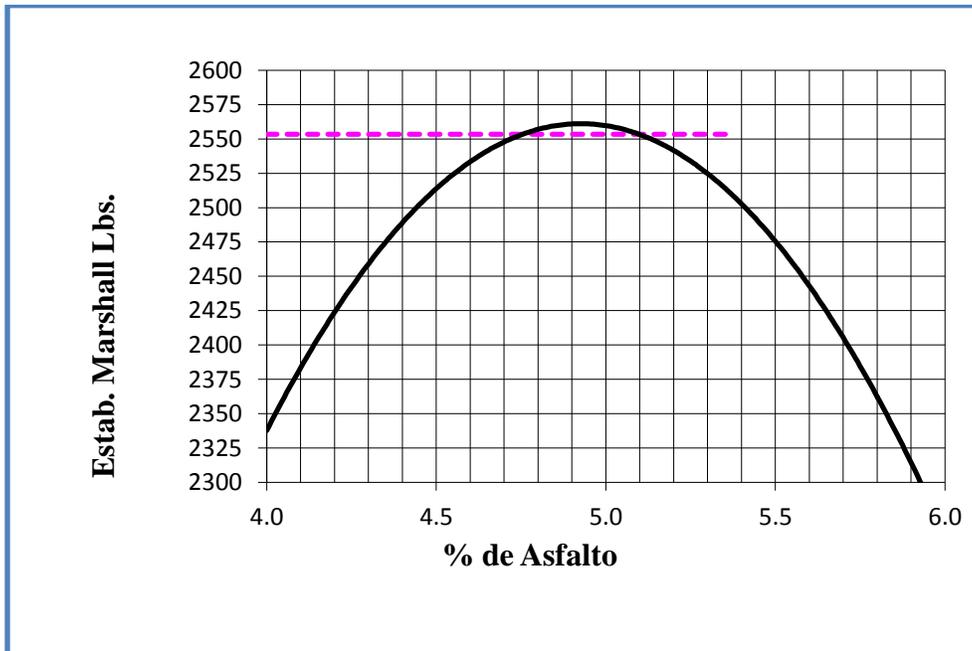
Con los resultados obtenidos se realizó las graficas del método Marshall, que se muestran a continuación, a partir de las cuales se obtuvo el porcentaje de vacíos óptimo de ligante.

Gráfica 4.1. Densidad Vs. % de Asfalto



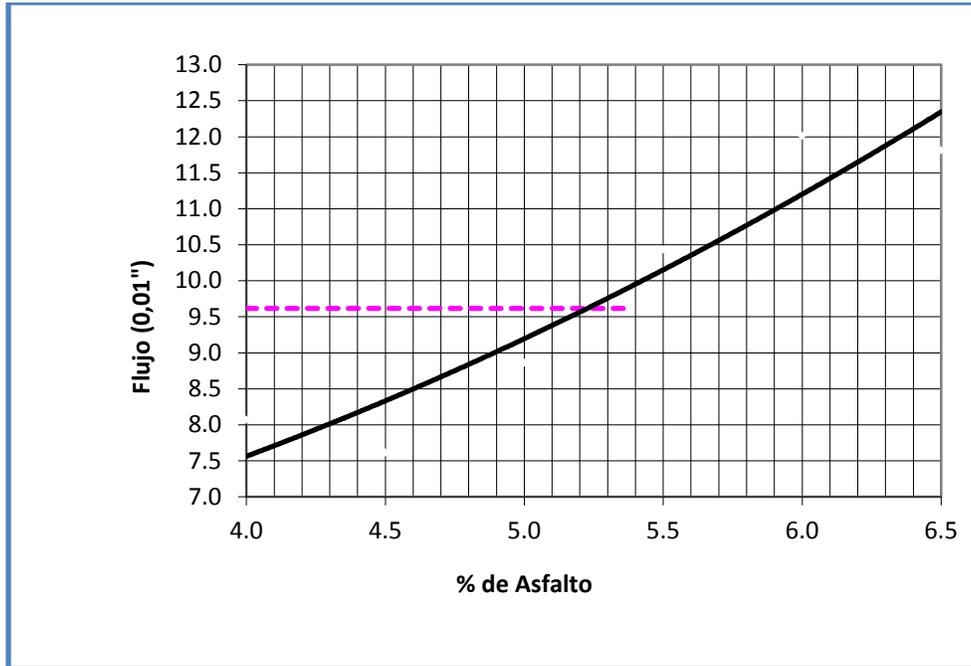
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4.2. Estabilidad Vs. % de Asfalto



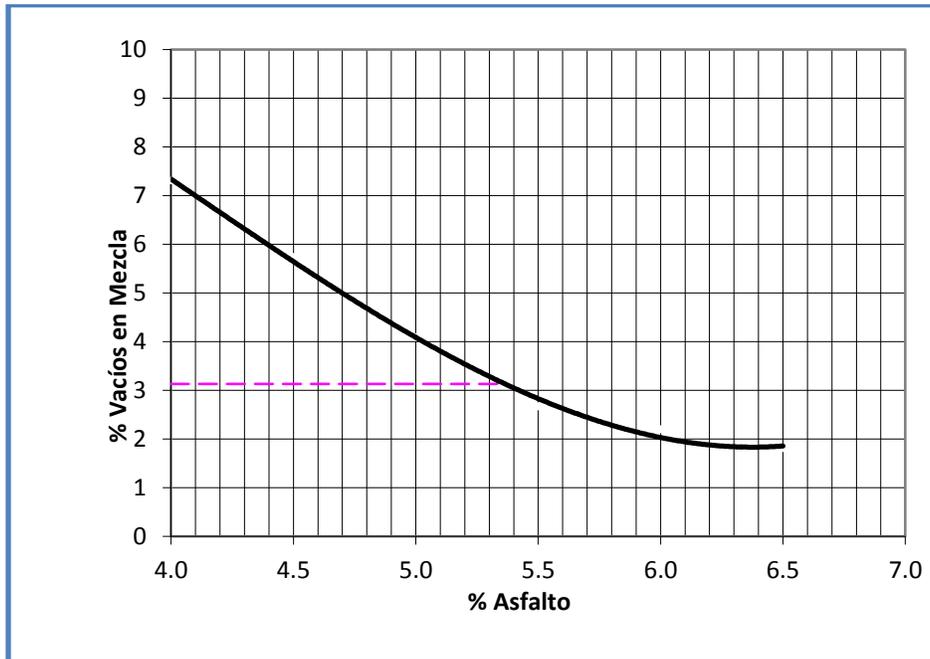
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4.3. Flujo Vs. % de Asfalto



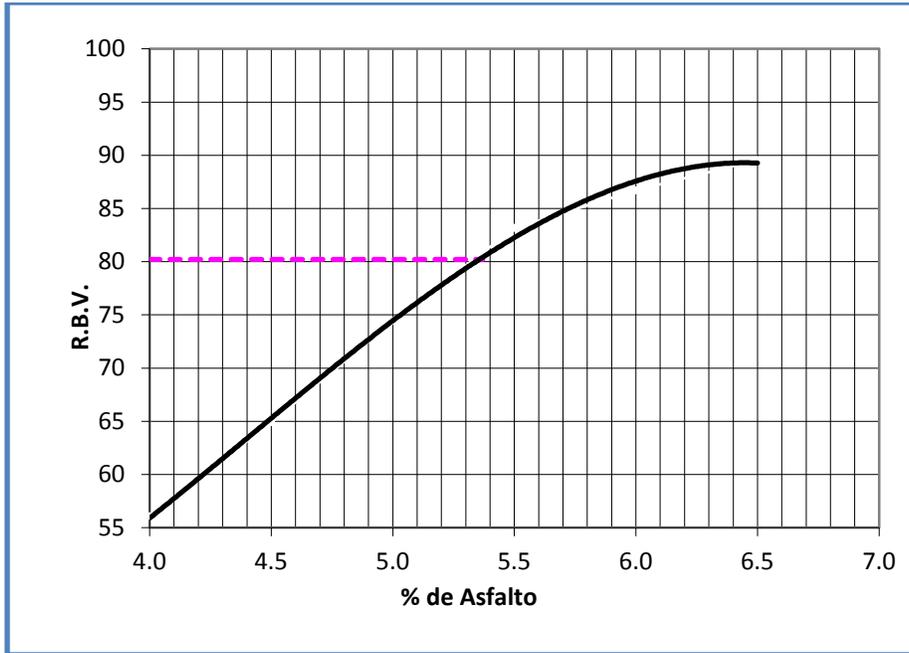
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4.4. % de Vacíos Vs. % de Asfalto



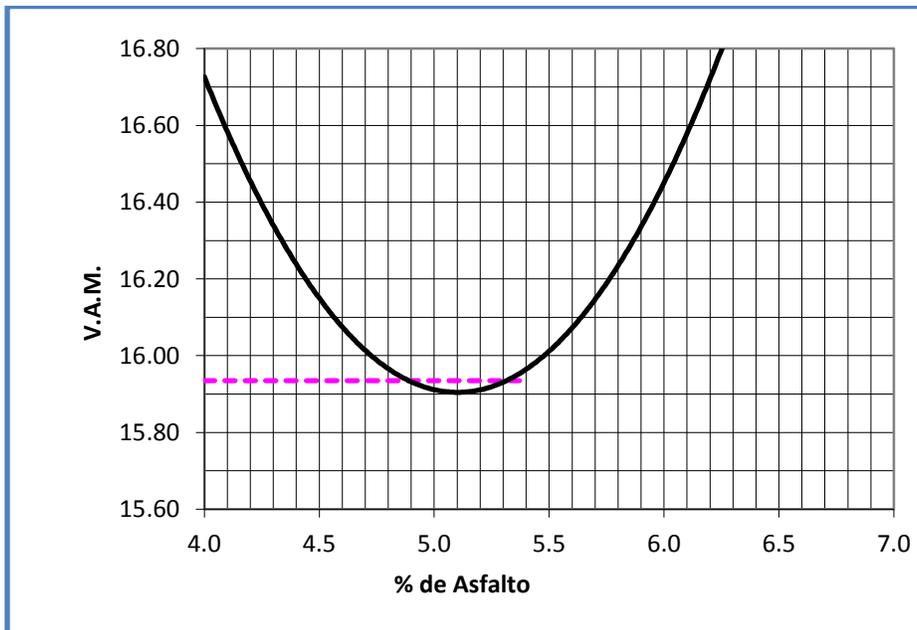
Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4.5. R.B.V. Vs. % de Asfalto



Fuente: Elaboración propia

Gráfica 4.6. V.A.M. Vs. % de Asfalto



Fuente: Elaboración propia

INTERPRETACION DE LAS GRAFICAS:

Al analizar la gráfica 4.2 de la Estabilidad de Marshall, se puede observar que existe un rango del ligante entre el 4% y 5.9% que cumple con la exigencia de carga permanente que debe de soportar mayor a 1500 lbs.

Al observar la Gráfica 4.3 de flujo, se evidencia que también existe un rango de ligante entre 4.2% y 6% que cumple con las exigencias de la mezcla asfáltica de tener un flujo entre 8 y 18”.

En la Grafica 4.4 podemos observar que también cumple con otra de las exigencias del diseño, existe un rango de ligante entre 5% y 6% que cumple con el 2% y 4% de vacíos.

Analizando la Grafica 4.5 de la Relación Betumen Vacíos (R.B.V.) existe un rango de ligante entre 5% y 5,5%, cumpliendo con otra de las exigencias en la cual el rango debe ser mayor a 75 y menor a 82.

Finalmente al observar la Grafica 4.6 de Vacíos Agregado Mineral (V.A.M) existe un rango de ligante entre 4% y 6% cumpliendo con la exigencia de diseño, que debe ser mayor al 15%.

A partir de este análisis estimamos el **5.4 %** como ligante de diseño, ya que con este valor se cumplen con los requisitos de la mezcla asfáltica convencional; por lo que se garantiza un buen recubrimiento de los agregados con el ligante.

4.9.2. ANALISIS Y RESULTADOS DEL METODO CÁNTABRO – MEZCLA ASFALTICA DRENANTE CON CEMENTO ASFALTICO CON POLIMEROS

Realizando los diferentes ensayos se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4.17. Resultados Obtenidos con el Método Cántabro con Diferentes Porcentajes de Asfalto

N° DE PROBETA	% ASFALTO	MASA INICIAL P1 (Grs)	MASA FINAL P2 (Grs)	% DE PERDIDA POR DESGASTE (P)	PROMEDIO DE PERDIDA POR DESGASTE
1	3.0	1134	674.5	40.52	
2	3.0	1134.5	721.6	36.39	37.68
3	3.0	1131.8	722.8	36.14	
4	3.5	1103	813.7	26.23	
5	3.5	1101	850	22.80	22.55
6	3.5	1087.8	885.3	18.62	
7	4.0	1102.5	863.2	21.71	
8	4.0	1091.5	935.2	14.32	18.90
9	4.0	1114	883.8	20.66	
10	4.5	1084.5	967.5	10.79	
11	4.5	1096.5	936.1	14.63	13.43
12	4.5	1083.8	922.5	14.88	
13	5.0	1107.5	979.5	11.56	
14	5.0	1090	946.1	13.20	11.12
15	5.0	1071	979	8.59	
16	5.5	1071.4	976.8	8.83	
17	5.5	1056	1005.6	4.77	7.08
18	5.5	1073	991.2	7.62	

Fuente: Elaboración propia

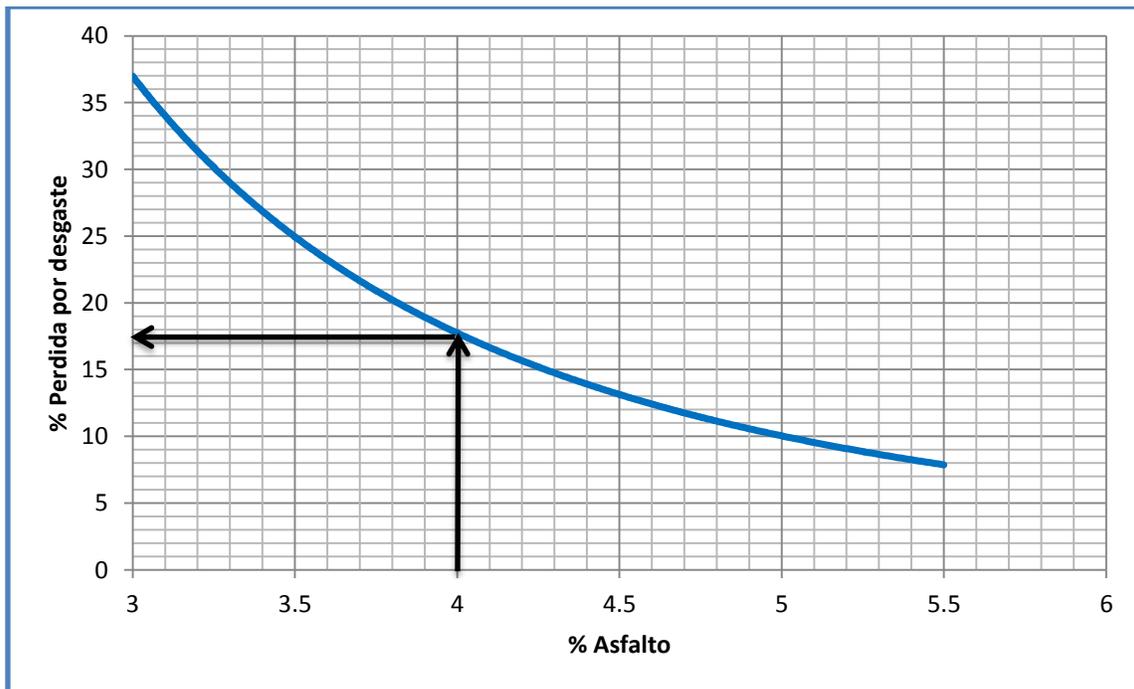
Tabla 4.18. Resultados Obtenidos con el Método Cántabro con Diferentes Porcentajes de Asfalto

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4	5	6
Asfalto (%)	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5
Densidad Máxima Teórica (gr/cc)	2.48	2.462	2.443	2.425	2.407	2.390
Densidad Real de la Mezcla (gr/cc)	2.015	2.005	2.013	2.007	1.987	2.008
Vacíos de la Mezcla (%)	18.76	18.56	17.62	17.46	17.26	15.12
Vacíos del agregado mineral (%)	23.80	24.57	24.66	25.28	26.40	26.02
Relación Betumen vacíos	21.17	24.47	28.56	31.74	33.87	38.58

Fuente: Elaboración propia

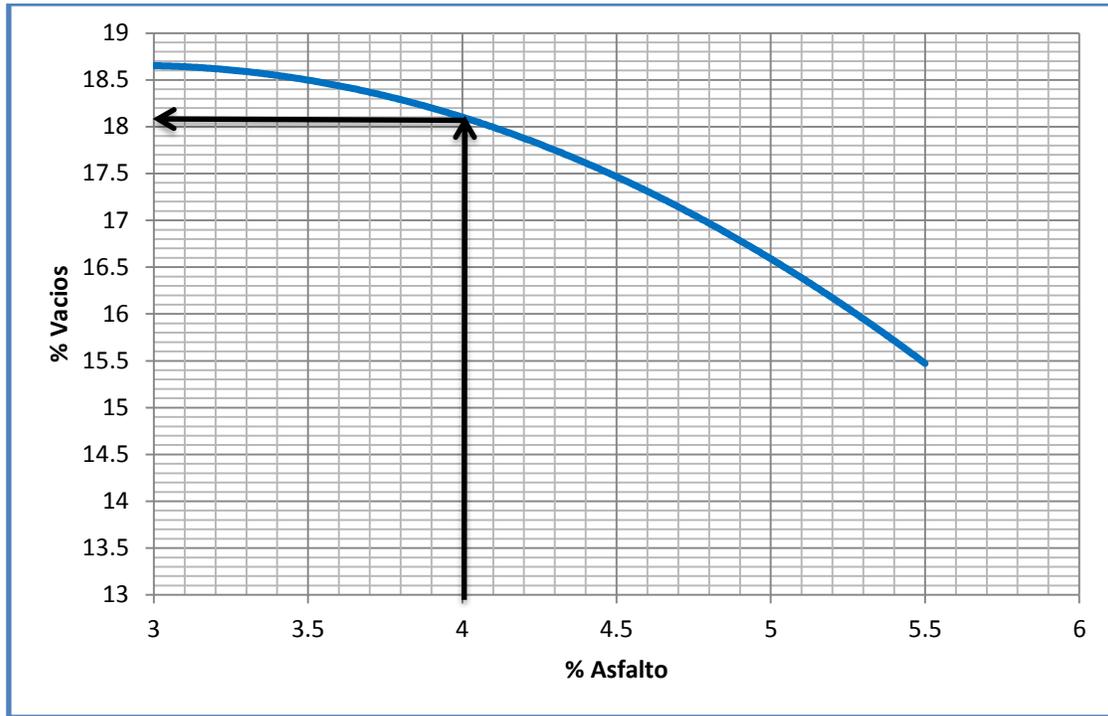
Con los resultados obtenidos en las anteriores dos tablas, se procedió a realizar la gráficas del método Cántabro y la Carta de Diseño de la Metodología Australiana, de las cuales obtendremos nuestro porcentaje óptimo de ligante.

Grafica 4.7. % de Pérdida por Desgaste Vs. % de Asfalto



Fuente: Elaboración propia

Grafica 4.8. Porcentaje de Vacíos Vs. Porcentaje de Asfalto



Fuente: Elaboración propia

INTERPRETACIÓN DE LAS GRFICAS:

Al analizar las Gráficas 4.7 y 4.8, las cuales son usadas en el método Cántabro para el diseño de una mezcla asfáltica drenante con polimeros, se puede observar que en la gráfica 4.7 existe un rango del ligante entre el 3.5% y 5.5 % que cumple con la exigencia de perdida por desgaste menor al 25 %.

Al observar la gráfica 4.8 se evidencia que también existe un rango de ligante entre 3% y 5% que cumple con la otra exigencia de la mezcla drenante de tener vacíos entre el 16% al 25%.

De este análisis **asumimos el 4.0% como ligante de diseño**, ya que con este valor se tiene un porcentaje de vacíos mayor al 17% y una perdida por desgaste alrededor del 17% valores más que aceptables y que cumplen con los requisitos de la mezcla drenante, ya que con este valor se garantiza un buen recubrimiento de los agregados con el ligante. Podríamos haber optado por un porcentaje de ligante mas alto ya que el rango de estos esta entre 4% y 5%, pero al trabajar con un porcentaje menor de ligante se obtiene un mayor porcentaje de vacíos, es por tal razón que se opto por trabajar con el mínimo de las especificaciones del ligante.

4.9.3. ANALISIS Y RESULTADOS DEL METODO AUSTRALIANO – MEZCLA ASFALTICA DRENANTE CON CEMENTO ASFALTICO CON POLIMEROS

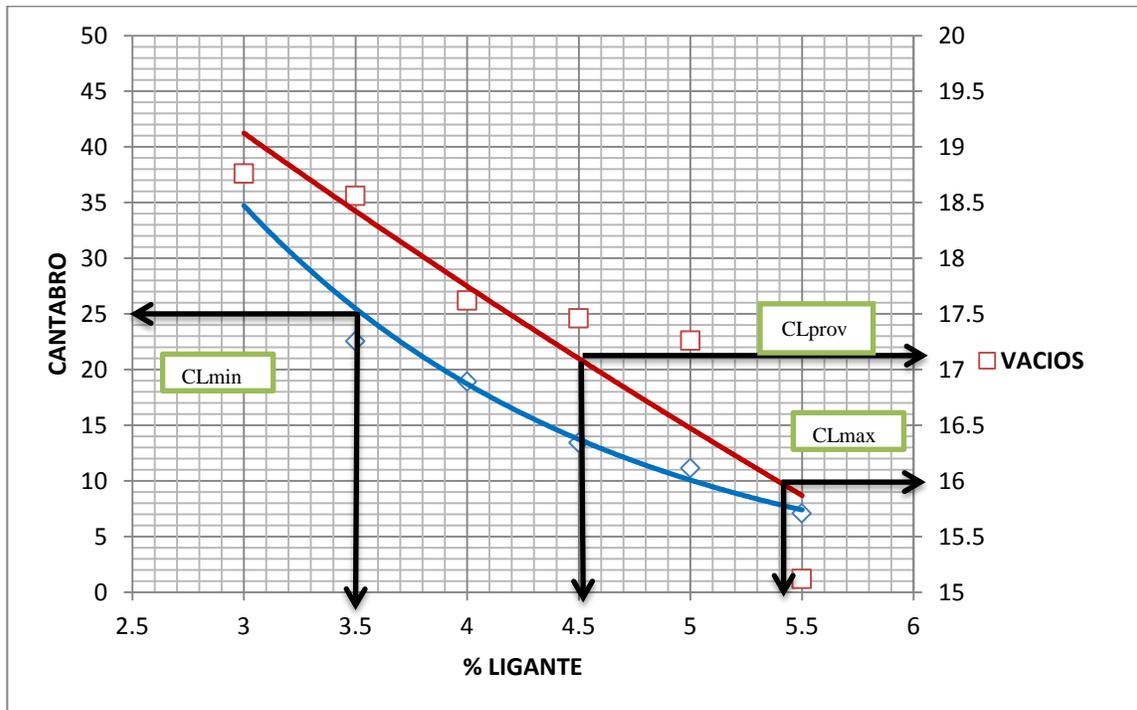
Realizando los diferentes ensayos se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4. 19. Resumen de Valores Método Australiano

ABRASION - %LIGANTE - % VACIOS		
LIGANTE	CANTABRO	% VACIOS
3.0	37.68	18.76
3.5	22.55	18.56
4.0	18.9	17.62
4.5	13.43	17.46
5.0	11.12	17.26
5.5	7.08	15.12

Fuente: Elaboración propia

Grafica 4.9. Carta de Diseño del Método Australiano



Fuente: Elaboración propia

Con la carta de diseño utilizada por el método Australiano para el diseño de una mezcla asfáltica drenante se encontró el CLmin igual 3.5%, y el CLmax igual al 5.4%, de estos

dos resultados se encontró el CLprov que como se indico es el promedio de los anteriores, por lo tanto CLprov es igual 4.5%.

El contenido de ligante óptimo en la metodología Australiana es igual al CLprov mas el % de escurrimiento en este caso el % de escurrimiento fue igual a cero, por lo que se tomó el CLprov igual al CLdiseño. Entonces podemos indicar que según el método Australiano el contenido de **ligante óptimo sería de 4.5%**, valor que cumple con las especificaciones, ya que con este valor obtenemos un % de vacíos superior al 16% y una perdida por desgaste del 18%.

Se puede observar que se obtuvieron diferentes resultados con los métodos estudiados. Con el método Cántabro se obtuvo un 4% de ligante de diseño y con la metodología Australiana un 4.5%, existiendo una variación entre ambos resultados de 0.5%. Con ambos resultados se cumple con las especificaciones requeridas para las mezclas drenantes.

Finalmente a objeto de diseñar nuestra *Mezcla Drenante*, asumiremos **el 4% como ligante de diseño**, pues con este resultado se obtiene una pérdida de desgaste menor, lo cual indica que existe una mejor cohesión y un recubrimiento óptimo de los agregados por parte del ligante, además de cumplir con las especificaciones de nuestra mezcla.

4.9.4. ANALISIS Y RESULTADOS DEL METODO CÁNTABRO – MEZCLA ASFALTICA DRENANTE CON CEMENTO ASFALTICO CONVENCIONAL

Realizando los diferentes ensayos se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4.20. Resultados Obtenidos con el Método Cántabro con Diferentes Porcentajes de Asfalto

N° DE PROBETA	% ASFALTO	MASA INICIAL P1 (Grs)	MASA FINAL P2 (Grs)	% DE PERDIDA POR DESGASTE (P)	PROMEDIO DE PERDIDA POR DESGASTE
1	3.0	1186.5	455.8	61.58	
2	3.0	1182	470.1	60.23	60.93
3	3.0	1180.5	460.5	60.99	
4	3.5	1171.5	414.5	64.62	
5	3.5	1180.5	345.2	70.76	59.10
6	3.5	1178.5	684.5	41.92	
7	4.0	1174	640.5	45.44	
8	4.0	1172	635.3	45.79	45.09
9	4.0	1168.0	653.7	44.03	
10	4.5	1174.1	660.8	43.72	
11	4.5	1162.2	650.4	44.04	44.26
12	4.5	1165.1	640.4	45.03	
13	5.0	1181	684.5	42.04	
14	5.0	1154.5	731.6	36.63	38.67
15	5.0	1169.3	732.8	37.33	
16	5.5	1155.6	833.7	27.86	
17	5.5	1170	870	25.64	26.07
18	5.5	1162.8	875.6	24.70	

Fuente: Elaboración propia

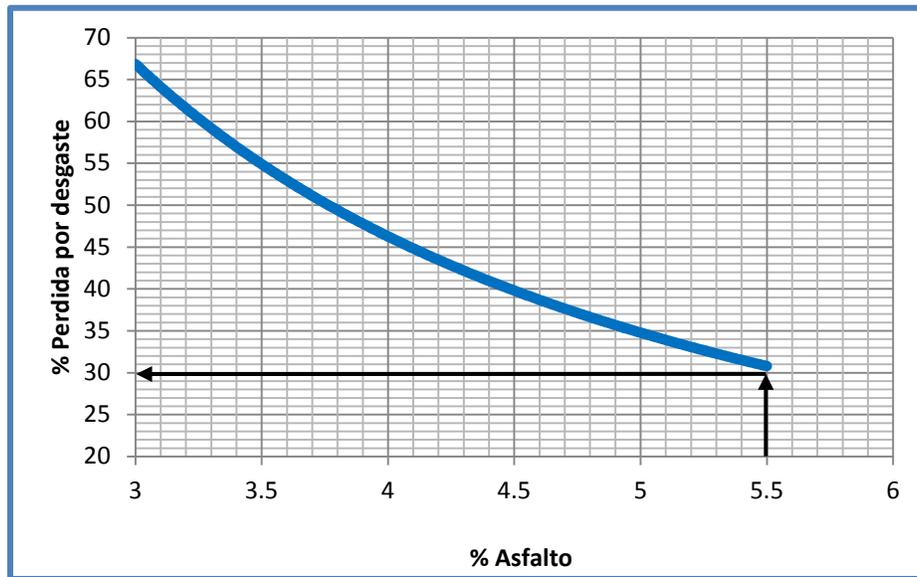
Tabla 4.21. Resultados Obtenidos con el Método Cántabro con Diferentes Porcentajes de Asfalto

DESCRIPCIÓN	1	2	3	4	5	6
Asfalto (%)	3	3.5	4	4.5	5	5.5
Densidad Máxima Teórica (gr/cc)	2.57	2.55	2.529	2.509	2.49	2.47
Densidad Real de la Mezcla (gr/cc)	2.281	2.286	2.277	2.29	2.292	2.284
Vacíos de la Mezcla (%)	11.26	10.36	9.97	8.75	7.93	7.54
Vacíos del agregado mineral (%)	18.1	18.36	19.07	19.05	19.39	20.1
Relación betumen vacíos	37.8	43.58	47.76	54.08	59.11	62.49

Fuente: Elaboración propia

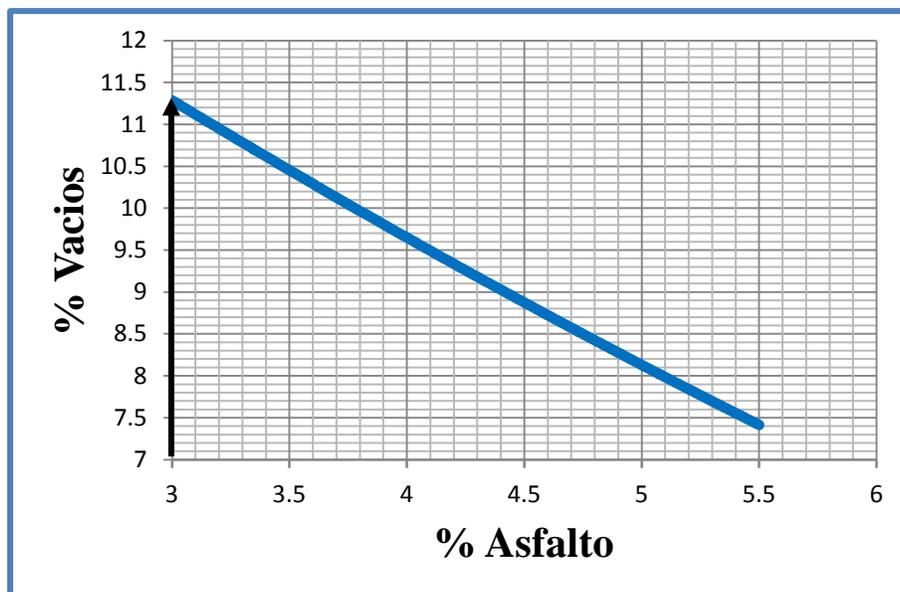
Con los resultados obtenidos en las anteriores dos tablas, se procedió a realizar la gráficas del método Cántabro y la Carta de Diseño de la Metodología Australiana, de las cuales obtendremos los valores mas óptimos de cemento asfáltico para el diseño de la mezcla asfáltica drenante.

Grafica 4.10. % de Pérdida por Desgaste Vs. % de Asfalto



Fuente: Elaboración propia

Grafica 4.11. Porcentaje de Vacíos Vs. Porcentaje de Asfalto



Fuente: Elaboración propia

INTERPRETACIÓN DE LAS GRFICAS:

Al analizar las Gráficas 4.10 y 4.11, las cuales son usadas en el método Cántabro, se puede observar que en la gráfica 4.10 existe un rango del ligante entre el 3 % y 5.5 %, en el cual no cumple con la exigencia de perdida por desgaste menor al 25 %, el menor porcentaje de perdida por desgaste que obtenemos es un 5.5% de ligante asfaltico con un 26.07%.

Al observar la gráfica 4.11 se evidencia que también existe un rango de ligante entre 3% y 5.5% que no cumple con la otra exigencia de la mezcla drenante de tener vacíos entre el 16% al 25%, ya que el mayor porcentaje de vacíos que se obtuvo con la mezcla asfáltica drenante con cemento asfaltico convencional es del 11.26%, con porcentaje de asfalto del 3%.

De este análisis **asumimos que el diseño de una mezcla asfáltica drenante con pavimento convencional no cumple, con ningún porcentaje de asfalto ya que no cumple con ninguna de las especificaciones técnicas del diseño de mezclas asfálticas drenantes, las cuales nos refleja que debe de tener un 25% de perdidas por desgaste y un minimo de 16% de porcentaje de vacíos, en un rango de 4 a 5% de porcentaje de cemento asfaltico.**

4.9.5. ANALISIS Y RESULTADOS DEL METODO AUSTRALIANO – MEZCLA ASFALTICA DRENANTE CON CEMENTO ASFALTICO CONVENCIONAL

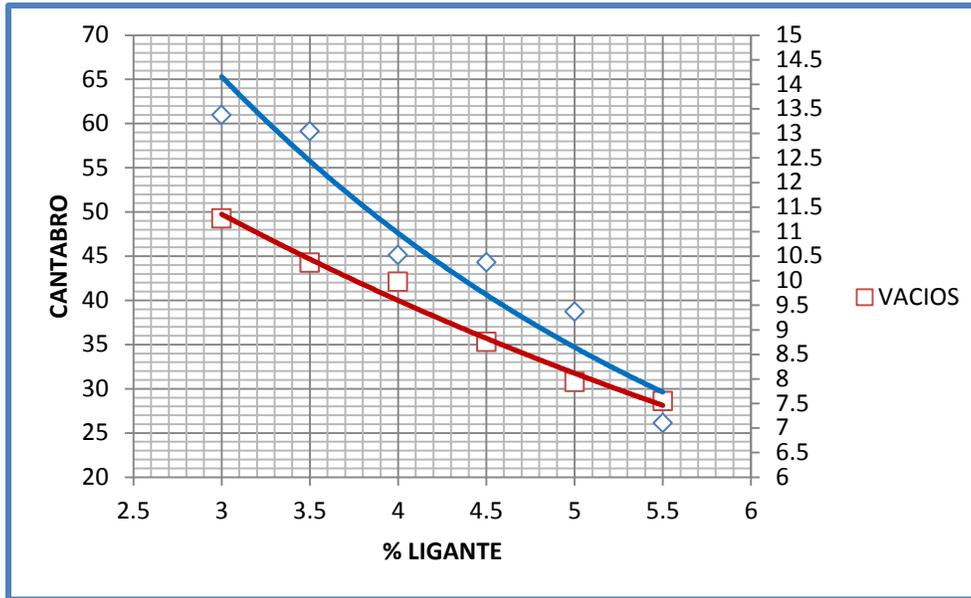
Realizando los diferentes ensayos se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 4.22. Resumen de Valores Método Australiano

ABRACION - %LIGANTE - % VACIOS		
LIGANTE	CANTABRO	% VACIOS
3.0	60.93	11.26
3.5	59.09	10.36
4.0	45.09	9.97
4.5	44.26	8.75
5.0	38.67	7.93
5.5	26.07	7.54

Fuente: Elaboración propia

Grafica 4.12. Carta de Diseño del Método Australiano



Fuente: Elaboración propia

Con la carta de diseño utilizada por el método Australiano no pudimos encontrar el porcentaje de cemento asfáltico óptimo, ya que el CLmin debe de ser igual 25% de perdidas por desgaste, y el CLmax debe ser igual al 16% de porcentaje de vacíos, de estos dos resultados se debe de encontrar el CLprov que como se indico es el promedio de los anteriores, por lo tanto CLprov no fue posible encontrar el contenido de ligante óptimo en la metodología Australiana, porque la mezcla asfáltica drenante con cemento asfáltico convencional, no cumple con las especificaciones técnicas del diseño de dicha mezcla.

Tabla 4.23. Relación Agregado Asfalto

Material	%	Unidad
Grava 3/4"	30	En peso
Grava 3/8"	48	En peso
Material Fino	22	En peso
C.A Modificado con Polímeros	4	En peso
TOTAL	100	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.24. Resumen de Características de la Mezcla con el Porcentaje Calculado

CEMENTO ASFALTICO CON POLIMEROS				
Ensayo	Unidad	Resultados	Especificaciones	
			Mínimo	Máximo
Peso específico C.A.	g/cm ³	0.994	0.95	1.05
Densidad Máxima Teórica	g/cm ³	2.43		
Densidad Real de la Mezcla	g/cm ³	2.01		
Vacíos de la Mezcla	%	17.46	16	25
Vacíos del agregado mineral	%	25.28	>15	
Cemento Asfáltico	%	4	4	5
Adherencia	%	100		
Temperatura de Aplicación	°C	170-180		
Temperatura de Compactación	°C	140-150		
Caras fracturadas	%	78.2	75	
Equivalente de arena	°C	52.7	45	

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V
DISEÑO Y EVALUACION DEL RECAPADO ASFALTICO PARA UNA FUTURA
IMPLEMENTACION EN EL TRAMO
“LA MAMORA – EMBOROZU”

5.1. ANTECEDENTES

El Tramo LA MAMORA – EMBOROZU es parte de la Ruta Departamental # 601 “Ruta Fundamental 1 de Tarija - Bermejo”, se desarrolla en el municipio de La Mamora, perteneciente a la Provincia Arce, teniendo la progresiva 0+000 en la intersección con la Ruta Fundamental 1 que comunica con la ciudad de Tarija, posteriormente esta se enlaza con el municipio de Emborozu, siguiendo hacia el sur donde finaliza en el límite departamental con La Republica Argentina.

La Ruta Departamental 601 comunica a la Zona Alta de la primera sección de la provincia Arce con la Zona Baja, sirve como ruta principal a las comunidades el Limal, Km19, así también nos sirve como conexión con la Republica Argentina.

Este Tramo en la actualidad se encuentra constituido de un Tratamiento Triple que fue construido y supervisado por el Servicio Nacional de Caminos en el periodo comprendido entre 1990 y 1992.

En atención al rápido deterioro, desgaste y fatiga de la capa de rodadura, las fallas puntuales en el paquete estructural del tratamiento triple, es que se ve la necesidad de realizar un mantenimiento periódico mediante el recapamiento del tratamiento existente, este recapamiento se lo realizará con la mezcla asfáltica drenante que fue diseñada en el Laboratorio del Servicio Departamental de Caminos (SEDECA) para poder ser aplicada para este tramo en el sentido de dotar y brindar al usuario mejores condiciones de circulación vehicular, comodidad, confort y seguridad.

5.2. CARACTERISTICAS DE LA ZONA DEL TRAMO

En lo que respecta a la topografía de la zona donde se encuentra el Tramo se la puede considerar como Ligeramente Ondulado con pendientes que fluctúan entre 3% al 7.5%.

La cota absoluta dentro de la zona del proyecto oscila entre 881 a 900 m.s.n.m., prevaleciendo el clima cálido, con una temperatura media anual de 20.2 °C, la máxima media anual de 26.7 °C y la mínima media de 13.6 °C.

El tramo “LA MAMORA – EMBOROZU” se encuentra ubicado en la primera sección de la provincia Aniceto Arce, que se sitúa al Suroeste del departamento de Tarija, entre los paralelos 20°56’ - 21°36’ de latitud Sud y los 64°05’ - 65°13’ de longitud Oeste; abarca una extensión de 199.14 Km².

La provincia Aniceto Arce, política y administrativamente se halla dividida en dos secciones municipales: Padcaya y Bermejo.

La Primera Sección de la provincia Arce que corresponde al municipio Padcaya se encuentra ubicada al Este de la provincia, entre los paralelos 20°57’ - 21°36’ de latitud Sud y 64°25’ - 64°58’ de longitud Oeste.

La Segunda Sección corresponde al municipio de Bermejo, que está ubicado al Noreste del departamento de Tarija y en la zona Oeste del territorio de la provincia Arce. Según las cartas del Instituto Geográfico Militar (I.G.M.), el municipio se ubica entre las coordenadas 20° 56’ - 21° 37’ 45’’ de latitud Sur, y 64° 49’ 30’’ – 65° 15’ de longitud Oeste, respecto al meridiano de Greenwich.

El 86% de las precipitaciones pluviales se concentran entre los meses de octubre a marzo, entre las estaciones de primavera y verano, se tiene que estas llegan a alcanzar 495.8 mm.

La humedad relativa es del 80%, la cobertura vegetal es de bosque seco templado, que rodea al monte espinoso templado, donde la vegetación arbórea es: jarca, churqui, tusca, ceibos y sauce.

Se cuenta con un río principal, el Río Bermejo este tiene diferentes afluentes como ser el Río Emborozu, Río Los Pinos y el Río Guandacay, estos ríos son caudal normal entre las estaciones de otoño e invierno, en tanto que en las estaciones de primavera y verano presentan grandes caudales.

5.3. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL TRAMO

Ubicación:

El tramo se encuentra ubicado en la región Sur de Bolivia, más específicamente se encuentra ubicado en la primera sección de la provincia Aniceto Arce, que se sitúa al Suroeste del departamento de Tarija, entre los paralelos 20°56' - 21°36' de latitud Sud y los 64°05' - 65°13' de longitud Oeste; este forma parte de la Ruta Departamental 601, ruta sirve de nexo entre la ciudad de Tarija con la Republica Argentina.

Longitud del Tramo:

Este Tramo tiene una longitud de 20000 m., desde el sector llamado La Mamora que se sitúa en la primera sección de la provincia Aniceto Arce correspondiente al municipio de Padcaya con una progresiva 44+000 (Que da inicio a la ruta departamental 601) hasta la entrada al pueblo de San Lorenzo con una progresiva de 64+000.

Características de la Vía:

El tramo La Mamora – Emborozu se desarrolla en forma, prácticamente, paralela al Rio Bermejo, constituido por 75 % de terraplenes y un 25 % de corte en terreno blando (Con sectores del Cuaternario), este tramo posee las siguientes características:

- Ancho de calzada: 7 metros.
- Ancho de Berma: 0.50 metros
- Ancho de Plataforma: 10.0 metros
- Capa de Rodadura: Tratamiento Triple con un espesor de 3 cm.
- Capa Base: 0.22 metros de espesor
- Capa Subbase: 0.25 metros de espesor
- Capa Subrasante: 0.30 metros de espesor

Datos obtenidos de la Administradora Boliviana de Caminos:

Ya en directa referencia al tramo existen sectores con pendientes longitudinales hasta del 7,5%.

Condiciones Actuales de la Vía:

Actualmente la vía presenta las siguientes características superficiales:

- Existen fisuras longitudinales con aberturas que oscilan entre 1 a 25 mm.
- Formación de baches, todos prácticamente superficiales, la mayoría en la zona de la calzada.
- La capa de rodadura presenta Pulimento Superficial.
- Desprendimiento moderado de agregados, localizado.
- Existen deformaciones longitudinales y transversales permanentes o ahuellamiento los cuales fluctúan entre los 5mm y 8mm.
- La superficie o capa de rodadura posee signos de envejecimiento, por el tiempo que se encuentra en servicio.

En lo que corresponde a las características estructurales podemos mencionar que el paquete estructural o capas no presentan signos de fatiga o colapso debido a las repeticiones del tráfico vehicular o por la acción de un mal drenaje, lo cual indica que las capas se encuentran trabajando correctamente.

Datos Históricos del Tráfico Promedio Anual y su Composición:

De acuerdo a datos de la oficina de Plan Vial (SEDECA), se tienen los datos históricos del tráfico promedio anual del año 2008 y los proyectados para el 2009, así mismo la composición del tráfico vehicular:

Tabla 5.1. Datos de Tráfico Vehicular, Año 2008

Descripción	Nº de Veh./ Día	Porcentaje %
Vehículos Livianos	691	87,4
Buses	10	1,3
Camiones	76	9,6
Otros	14	1,8
TOTAL	791	100

Tabla 5.2. Datos de Tráfico Vehicular, Año 2009

Descripción	Nº de Veh/ Día	Porcentaje %
Vehículos Livianos	742	87,6
Buses	11	1,3
Camiones	79	9,3
Otros	15	1,8
TOTAL	847	100

5.4. DIAGNOSTICO DEL TRAMO LA MAMORA – EMBOROZU

5.4.1. INDICE DE REGULARIDAD INTERNACIONAL (PCI)

El (PCI) es un índice numérico que varía desde cero (0), para un pavimento fallado o en mal estado, hasta cien para un pavimento en perfecto estado.

5.4.2. PROCEDIMIENTO DE CALCULO DEL (PCI)

a) Unidades de Muestreo.- Se divide la vía en secciones o “unidades de muestreo”, cuyas dimensiones varían de acuerdo con los tipos de vía y de capa de rodadura: Carreteras con capa de rodadura asfáltica y ancho menor que 12 m

Según la Tabla 5.3, se trabajo con un ancho de calzada igual a 7,0 m y una unidad de muestreo de 35 m, esto fue constante a lo largo de todo el tramo de la “LA MAMORA – EMBOROZU” él cuenta con 20 Km de longitud. Las unidades de muestreo se encuentran en el ANEXO II.

Tabla 5.3. Ancho de Calzada y Unidades de Longitud de Muestreo

ancho de calzada en (m)	unidades de longitud de muestreo en (m)
5,5	42
6,0	38
6,5	35
7,0	34
7,3	32
8,0	29
8,5	27
9,0	26
9,5	24
10,0	23
10,5	22
11,0	21
11,5	20
12,0	19

b) Evaluación de la Condición.- El procedimiento varía de acuerdo con el tipo de superficie del pavimento que se inspecciona.

Debe seguirse estrictamente la definición de los daños de este documento para obtener un valor del (PCI) confiable.

Procedimiento.- Se inspecciona una unidad de muestreo para medir el tipo, cantidad y severidad de los daños de acuerdo con el Manual de Daños, y se registra la información en el formato correspondiente. Se deben conocer y seguir estrictamente las definiciones y procedimientos de medida de los daños, se usa un formulario u “hoja de información de exploración de la condición” para cada unidad de muestreo y en los formatos cada renglón se usa para registrar un daño, su extensión y su nivel de severidad.

El equipo de inspección deberá implementar todas las medidas de seguridad para su desplazamiento en la vía inspeccionada, tales como dispositivos de señalización y advertencia para el vehículo acompañante y para el personal en la vía.

c) Cálculo del (PCI) de las unidades de muestreo.

Cálculo para Carreteras con Capa de Rodadura Asfáltica.

Etapa 1. Cálculo de los Valores Deducidos:

1. a Se totaliza cada tipo y nivel de severidad de daño y se registra en la columna TOTAL del formato elegido de acuerdo al manual del (PCI). El daño puede medirse en área, longitud ó por número según su tipo.

1. b Se divide la cantidad de cada clase de daño, en cada nivel de severidad, entre el área total de la unidad de muestreo y se expresa el resultado como porcentaje. Esta es la densidad del daño, con el nivel de severidad especificado, dentro de la unidad en estudio.

1. c Luego se determina el valor deducido para cada tipo de daño y su nivel de severidad mediante las curvas denominadas “valor deducido del daño” que se adjuntan en el Anexo III de este documento, de acuerdo con el tipo de pavimento inspeccionado. (Anexo IV)

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

2. a Si ninguno ó tan sólo uno de los “valores deducidos” es mayor que 2, se usa el “valor deducido total” en lugar del mayor “valor deducido corregido”, (VDC), obtenido en la etapa 4. De lo contrario, deben seguirse los pasos 2.b. y 2.c.

2. b Se efectúa un lista de los valores deducidos individuales de mayor a menor.

3. c Finalmente se determina el “Número Máximo Admisible de Valores Deducidos” (m). (Anexo IV).

Etapa 3. Cálculo del “Máximo Valor Deducido Corregido”, (VDC).

El máximo (VDC) se determina mediante el siguiente proceso iterativo:

3. a Determinamos el número de valores deducidos “q” mayores que 2.

3. **b** Determinamos el “Valor Deducido Total” sumando TODOS los valores deducidos individuales.
3. **c** Determinamos el (VDC) con “**q**” y el “Valor Deducido Total” en la curva de corrección pertinente al tipo de pavimento.
3. **d** Se reduce a **2** el menor de los “Valores Deducidos” individuales que sea mayor que **2** y se repite las etapas **3.a** a **3.c** hasta que “**q**” sea igual a **1**.
3. **e** El máximo (VDC) es el mayor de los (VDC) obtenidos en este proceso. (**ANEXO IV**)
4. **f** El valor del (VDC) es encontrado según el Abaco que se presenta a continuación:

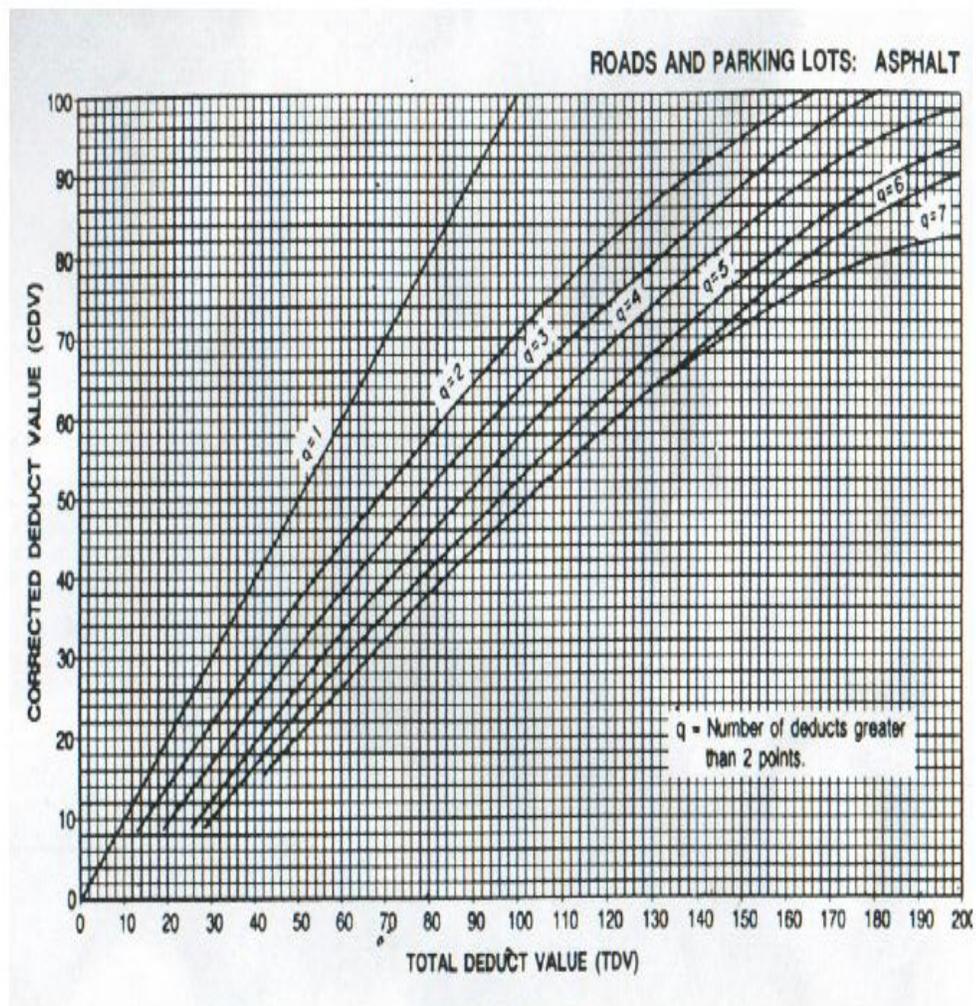


Figura 5.1. Curvas de Dedución para Superficie Asfáltica

Etapla 4. Calculamos el (PCI) de la unidad restando de 100 el máximo (VDC) obtenido en la etapa 3. (Anexo IV)

Tabla 5.4. Valores del Cálculo del PCI

TRAMO	PROGRESIVA	PCI
1	0+000 - 0+070	76
2	0+070 - 0+105	24
3	0+105 - 0+140	95
4	0+140 - 0+175	98
5	0+175 - 0+210	100
6	0+210 - 0+245	89
7	0+245 - 0+280	55
8	0+280 - 0+315	60
9	0+315 - 0+350	98
10	0+850 - 0+885	8
11	0+885 - 0+920	82
12	1+420 - 1+455	46
13	1+455 - 1+490	18
14	1+790 - 1+825	2
15	2+225 - 2+260	22
16	2+760 - 2+795	6
17	2+795 - 2+830	2
18	2+830 - 2+865	2
19	3+565 - 3+600	2
20	3+600 - 3+635	28
21	3+635 - 3+670	0
22	4+670 - 4+705	0
23	4+705 - 4+740	0
24	5+240 - 5+275	0
25	5+275 - 5+310	24
26	6+310 - 6+345	0
27	6+345 - 6+380	0
28	7+380 - 7+415	0
29	8+450 - 8+485	12
30	8+985 - 9+020	4
31	9+020 - 9+055	12

32	9+200 - 9+235	12
33	9+235 - 9+270	0
34	10+300 - 10+335	0
35	10+335 - 10+370	0
36	11+000 - 11+035	0
37	12+100 - 12+135	0
38	12+135 - 12+170	4
39	12+700 - 12+735	32
40	12+735 - 12+770	0
41	13+500 - 13+535	0
42	13+900 - 13+935	6
43	14+500 - 14+535	12
44	15+200 - 15+235	40
45	15+800 - 15+835	0
46	16+500 - 16+535	0
47	16+535 - 16+570	0
48	16+570 - 16+605	17
49	16+605 - 16+640	77
50	18+000 - 18+035	94
51	18+000 - 18+035	76
52	18+035 - 18+070	76
53	18+070 - 18+105	4
54	18+105 - 18+140	0
55	18+140 - 18+175	0

El valor final del índice de condición del pavimento (PCI) se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$PCI_F = \frac{\sum PCI_i}{n} \quad (5.1)$$

Donde:

PCI_i = PCI de cada unidad evaluada

n = Numero de unidades que existen en la sección

PCI_F = Índice de Condición del Pavimento Final del tramo en estudio.

$$PCI_F = \frac{1415}{55}$$

$$PCI_F = 25,78$$

RANGOS DE CALIFICACIÓN DEL PCI.- Estos rangos se muestran en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Rango de Clasificación

RANGO	CALIFICACIÓN
100 – 85	Excelente
85 – 70	Muy Bueno
70 – 55	Bueno
55 – 40	Regular
40 – 25	Malo
25 – 10	Muy Malo
10 – 0	Fallado

Según los cálculos realizados y entrando a la Tabla 5.5 de rangos de calificación del índice de serviciabilidad presente (PCI), en el tramo “ LA MAMORA – EMBOROZU “, su capa de rodadura se encuentra en un estado **MALO**.

5.4.3. INDICE DE SERVICIABILIDAD PRESENTE (PSI)

El índice de serviciabilidad presente (PSI) representa una orientación del estado del pavimento desde el punto de vista del usuario por lo que es necesario que se exprese la rugosidad en términos de serviciabilidad. Para este fin se adopta una escala que en base a estudios realizados por el Instituto de Asfaltos de la República de la Argentina, esta en un rango de 0 a 5, de acuerdo a esta escala el (PSI) es igual a 5 y la rugosidad es cero, siendo el índice mas alto de serviciabilidad, que este valor en la practica no se obtiene, y por lo

contrario si el (PSI) es igual a cero la carretera esta completamente intransitable y corresponde a una rugosidad muy alta.

Un método práctico desarrollado por ensayos de la AASHO para los pavimentos flexibles, se determina a partir de la siguiente ecuación.

$$PSI = 6.20 - 0.8 * C1 - 0.3 * C2 - 0.1 * C3 \quad (5.2)$$

Donde:

C1, C2, C3 = Son apreciaciones en el terreno de la superficie del pavimento.

Se Realizó una evaluación del tramo “LA MAMORA – EMBOROZU”, el tramo consta de 20Km, donde fue dividido en 13 sub-tramos, los cuales constan de 1,5Km, esto para poder realizar una mejor apreciación de las fallas que se presentan en cada tramo, así de esta manera pudimos obtener los valores de C1, C2, C3, y realizar el calculo del PSI, que se muestran en la Tabla 5.6 y el detalle completo en el Anexo IV.

Tabla 5.6. Valores de C1, C2 y C3 para la Superficie del Pavimento

TRAMO	PROGRESIVA	C1	C2	C3	PSI
1	0+000 - 1+500	3	3	2	2.7
2	1+500 - 3+000	3	3	2	2.7
3	3+000 - 4+600	4	3	2	1.9
4	4+600 - 6+100	3	3	2	2.7
5	6+100 - 7+600	3	3	2	2.7
6	7+600 - 9+100	4	3	2	1.9
7	9+100 - 10+700	4	3	2	1.9
8	10+700 - 12+300	4	3	2	1.9
9	12+300 - 13+900	0	3	2	5.1
10	13+900 - 15+500	3	3	2	2.7
11	15+500 - 17+100	4	3	2	1.9
12	17+100 - 18+700	4	3	2	1.9
13	18+700 - 20+000	4	3	0	2.1

El valor final del índice de serviciabilidad presente (**PSI**) viene dado por la siguiente ecuación:

$$PSI_F = \frac{\sum PSI_i}{n} \quad (5.3)$$

Donde:

PSI_i = PSI de cada unidad evaluada (tramo)

n = Número de unidades que existen en la sección.

PSI_F = Índice de Serviciabilidad Presente Final del tramo total en estudio.

CALCULO DEL PSI_F

$$PSI_F = \frac{2.7 + 2.7 + 1.9 + 2.7 + 2.7 + 1.9 + 1.9 + 5.1 + 2.7 + 1.9 + 1.9 + 2.1}{13}$$

$$PSI_F = 2.46$$

Tabla 5.7. Rangos de Calificación del (PSI)

RANGO	CALIFICACIÓN
5,00 - 4,25	Excelente
4,25 - 3,5	Muy Bueno
3,50 - 2,75	Bueno
2,75 - 2,00	Regular
2,00 - 1,25	Malo
1,25 - 0,50	Muy Malo
0,50 - 0,00	Fallado

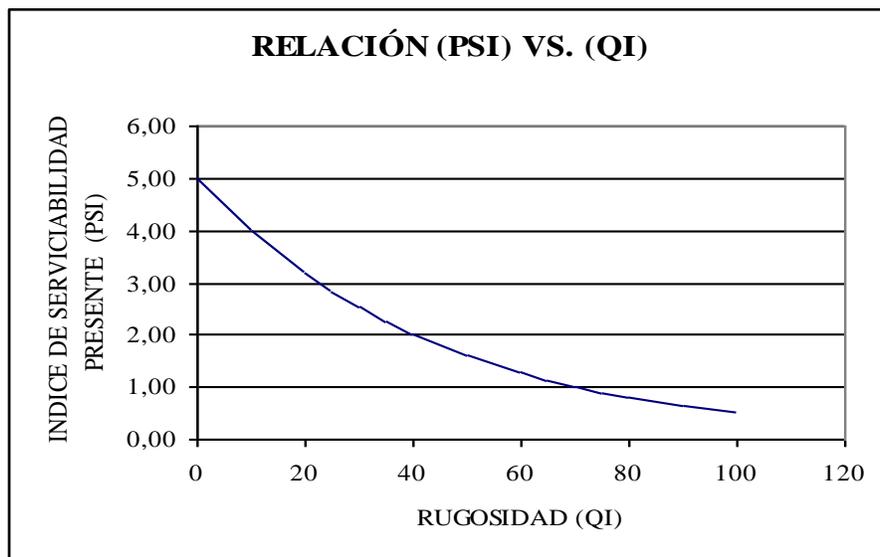
Según los cálculos realizados y entrando a la Tabla 5.7 de rangos de calificación del índice de serviciabilidad presente (PSI), en el tramo “ LA MAMORA – EMBOROZU “, su capa de rodadura se encuentra en un estado **REGULAR**.

5.4.4. EVALUACION SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO

El deterioro de la estructura de pavimento es una función de la clase de daño, su severidad y cantidad o densidad del mismo. La formulación de un índice que tuviese en cuenta los tres factores mencionados ha sido problemática debido al gran número de posibles condiciones. Para superar esta dificultad se introdujeron los “valores deducidos”, como un arquetipo de factor de ponderación, con el fin de indicar el grado de afectación que cada combinación de clase de daño, nivel de severidad y densidad tiene sobre la condición del pavimento.

Para poder realizar una evaluación superficial del pavimento se debe encontrar el índice de serviciabilidad presente y el índice de regularidad internacional. Con los valores encontrados anteriormente y a partir de la Figura 5.2, se puede encontrar el valor de la rugosidad (QI):

Figura 5.2. Ábaco de Relaciones entre Rugosidad (QI) e Índice de Serviciabilidad Presente (PSI).



El valor de la Rugosidad es:

$$QI = 36$$

Las relaciones existentes entre la rugosidad (QI) y (PSI) se encuentran en la Tabla 3.6 del Capítulo III del presente trabajo. Las relaciones de equivalencia entre el (QI), (PSI) y (PCI), se muestran en la Tabla 3.7 del Capítulo III. Con estas relaciones podremos encontrar si es necesario un recapado o refuerzo asfáltico para nuestro tramo.

Los valores de los respectivos índices y rugosidad, se presentan a continuación:

- INDICE DE REGULARIDAD INTERNACIONAL (PCI)

$$PCI_F = 25,78$$

- INDICE DE SERVICIABILIDAD PRESENTE (PSI)

$$PSI_F = 2.72$$

- RUGOSIDAD (QI)

$$QI = 36$$

Evaluación final del tramo “LA MAMORA – EMBOROZU” según la relación existente entre la rugosidad (QI) y el índice de serviciabilidad (PSI):

- El pavimento presenta tramos con los primeros deterioros, baches ocasionales (1-3 baches cada 50 m. 2% de baches), depresiones (20 a 40 mm. Cada 5 m, o de 10 a 20 mm. Cada 3m.), velocidad normal de conducción 75 Km /hr.

Evaluación final del tramo “LA MAMORA – EMBOROZU” según la relación existente entre la rugosidad (QI), el índice de serviciabilidad (PSI) y el índice de regularidad internacional (PCI):

- El pavimento presenta tramos con los primeros deterioros, baches ocasionales (1-3 baches cada 50m. 2% de baches), depresiones (20a 40mm. Cada 5m, o de 10a 20mm. Cada 3m.), velocidad normal de conducción 75 Km /hr.

5.5. DETERMINACION DEL PAQUETE ESTRUCTURAL, METODO DE DISEÑO

La ecuación para la determinación de un refuerzo de pavimento flexible sobre una capa de rodadura de material asfáltico, en este caso tratamiento triple, viene expresada mediante la siguiente fórmula propuesta por la AASTHO:

$$SN_{01} = a_{01}D_{01} = SN_f - SN_{ef} \quad (5.4)$$

Donde:

SN_{01} = Es el número estructural requerido para el refuerzo.

a_{01} = Es el coeficiente estructural para el refuerzo.

D_{01} = Espesor del refuerzo.

SN_f = Número estructural requerido para el tránsito futuro.

SN_{ef} = Número estructural efectivo para el pavimento existente.

Tabla 5.8. Valores sugeridos del Coeficiente Estructural para Capas de Pavimentos Deteriorados

Material	Condición de superficie	Coeficiente
Concreto asfáltico	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de baja severidad	0,35-0,40
	<10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <5% de fisuras transversales de media y alta severidad	0,25-0,35
	>10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de media y alta severidad	0,20-0,30
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de media y alta severidad	0,14-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de alta severidad	0,20-0,35
Base estabilizada	Muy poca piel de cocodrilo y/o fisuras transversales de baja severidad	0,20-0,35
	<10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <5% de fisuras transversales de media y alta severidad	0,15-0,25
	>10% de piel de cocodrilo de baja severidad y/o <10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o 5-10% de fisuras transversales de media y alta severidad	0,15-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de severidad media y/o <10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de media y alta severidad	0,10-0,20
	>10% de piel de cocodrilo de alta severidad y/o >10% de fisuras transversales de alta severidad	0,08-0,15
Base o sub base granular	Sin evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos	0,10-0,14
	Alguna evidencia de bombeo, degradación o contaminación por finos	0,00-0,10

El espesor necesario del refuerzo será obtenido según se indica a continuación:

Datos de diseño y construcción del pavimento actual:

- * Capa de Rodadura: Tratamiento Triple con un espesor de 3cm.
- * Capa Base: 0.22 metros de espesor; CBR \geq 80%
- * Capa Subbase: 0.25 metros de espesor; CBR \geq 40 %
- * Capa Subrasante: 0.30 metros de espesor; CBR \geq 25%

Medición de fallas:

Es imprescindible localizar, clasificar y cuantificar los tipos de fallas presentes, en base a los mismos de adoptan los coeficientes estructurales para capas asfálticas deterioradas.

- **Porcentaje de superficie con piel de cocodrilo (baja severidad)**

Área con piel de cocodrilo = 2010.41 m²

Área total de la carretera = 20000 * 7 = 140000 m²

% de piel de cocodrilo = 2010.41*100/140000 = 1.44 %

- **Fisuras por Km. (Baja Severidad)**

Total de fisuras en 20000 m = 197.97mts.

% de fisuras transversales = 197.97 * 100/ = 197.97*100/20000 = 1%

- **Profundidad media de ahuellamiento**

Se pudo observar que la profundidad media de ahuellamiento está en el orden de 5mm.

Determinación del número estructural requerido para el tránsito futuro:

- **Estimación del módulo resistente (Mr) a partir de los valores de CBR de diseño del paquete estructural actual.**

De las correlaciones empíricas entre el Mr y los ensayos de CBR, se adoptan los siguientes valores:

Capa Base:	CBR = 80 %	Mr = 5000 Psi.
Capa SubBase:	CBR = 40 %	Mr = 10000 Psi.
Capa Subrasante:	CBR = 25 %	Mr = 45000 Psi.

- **Confiabilidad R del refuerzo.**

El método AASTHO recomienda utilizar valor de confiabilidad para rutas internacionales y autopistas en zona rural del 80 al 99%, para nuestro caso se adoptará un valor de 95%, el mismo que corresponde ZR igual a 1.065.

- **Desviación estándar So para pavimentos flexibles**

Se asumirá un valor de 0.35 en función al comportamiento de las variables.

- **Determinación de la pérdida de serviciabilidad ΔPSI**

$$\Delta PSI = P_o - P_t \quad (5.5)$$

El método AASTHO recomienda usar valores en el orden de 4.2 de serviciabilidad inicial (P_o) y de 2.5 de serviciabilidad final (P_f) para caminos de importancia.

- **Determinación de W18**

Estimación de los ejes equivalente acumulados para los 10 años de vida útil, y una tasa de crecimiento anual del 5% (Método AASTHO) se adopta un factor de crecimiento de tránsito de 12.58%

DD = 0.5 Distribución direccional.

DT = 0.5846 Distribución de caminos.

ESALs = 360000 (Según datos de Tráfico)

Fct = 12.58% (Factor de crecimiento)

W18 = Fct * ESALs * DD * TD

W18 = 1323768.24 Ejes equivalentes de 8.2 Tn.

Se adopta W18 = 1.400.000,00

- **Cálculo del número estructural requerido para el tránsito futuro.**

Con todos estos datos y el ábaco de la ecuación de diseño se puede determinar SNf

$$W18 = 1323768.24$$

$$R = 95\%$$

$$P_i = 4.2$$

$$P_f = 2.5$$

$$\Delta PSI = 1.7$$

$$S_0 = 0.35$$

$$Z_R = 1.065$$

$$\log W_1 = Z_R * S_0 + 9.36 * \log (SN - 1) - 0.2 + \frac{\log(\Delta PSI)}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

$$SN = 4'' = 10.16 \text{ cm.}$$

- **Determinación del número estructural efectivo.**

Esta determinación se la efectuará mediante el método de observación visual y de ensayo de materiales.

El análisis será mediante la ecuación del número estructural:

$$SN_{ef} = a1 * D1 + a2 * D2m2 + a3 * D3m3 \quad (5.6)$$

Donde:

- a1, a2, a3 son los coeficientes estructurales para pavimentos flexibles deteriorados.
- D1, D2, D3 espesores de las diferentes capas que componen el paquete estructural.
- m2, m3 se adoptan de acuerdo a las condiciones de drenaje.

De acuerdo a las mediciones y observaciones realizadas a las fallas del pavimento existente descritas en los párrafos precedentes, se adoptará los coeficientes:

$$- a_1 = 0.38 \quad a_2 = 0.28 \quad \text{y} \quad a_3 = 0.12$$

$$- D_1 = 3 \text{ cm.} \quad D_2 = 22 \text{ cm.} \quad D_3 = 25 \text{ cm.}$$

$$- m_2 = 0.8 \quad \text{y} \quad m_3 = 0.7$$

$$SN_{ef} = 0.38*3+0.28*22*0.8+0.12*25*0.7 = 8.17 \text{ cm.}$$

SN_{ef} = 8.17 cm.

- **Determinación del espesor del refuerzo**

$$D_{oi} = \frac{SN_f - SN_{ef}}{a_{oi}} \quad (5.7)$$

$$a_{oi} = 0.42$$

$$D_{oi} = \frac{10.16 - 8.17}{0.42}$$

$$D_{oi} = 4.74 \text{ cm.}$$

En consecuencia con los resultados obtenidos se adoptará un *espesor de refuerzo de 5cm.*

5.6. COMPUTOS METRICOS, ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTO

➤ DISEÑO DE MARSHALL CON PAVIMENTO CONVENCIONAL

PRESUPUESTO GENERAL - CEMENTO ASFALTICO CON POLIMEROS

Tabla 5.9. Presupuesto General – Mezcla Asfáltica Convencional

Nº	Descripción del Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (\$us.)	Costo Parcial (\$us.)
1	Limpieza, Excavacion	m2	7957.507	45.76	364135.5
2	Tratamiento de Fisuras	m2	277.385	165.29	45849.0
3	Bacheo Superficial		4461.85	229.69	
4	Riego de Liga	m2	150000	2.07	310500.0
5	Provisión, coloc. Y compac. de Concreto Asfaltico en caliente e=5 cm.	m2	150000	19.46	2919000.0
6	Demarcación de Fajas Horizontales Amarillas	ml	7020	1.79	12565.8
7	Demarcación de Fajas Horizontales Blancas	ml	40320	1.79	72172.8
8	Señalización Vertical Informativa	Pza.	20	335.09	6701.8
9	Señalización Vertical Restrictiva	Pza.	28	297.15	8320.2
10	Señalización Vertical Preventiva	Pza.	28	234	6552.0
11	Provisión y colocado de Ojos de Gato	Pza.	3696	8.21	30344.2
COSTO TOTAL (\$us.)					3776141.2
COSTO TOTAL (Bs.)					26357465.9

➤ **DISEÑO DEL METODO CANTABRO**

PRESUPUESTO GENERAL - CEMENTO ASFALTICO CON POLIMEROS

Tabla 5.10. Presupuesto General – Mezcla Asfáltica Drenante

N°	Descripción del Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (\$us.)	Costo Parcial (\$us.)
1	Limpieza, Excavacion	m2	7957.507	45.76	364135.5
2	Tratamiento de Fisuras	m2	277.385	165.29	45849.0
3	Bacheo Superficial		4461.85	229.69	
4	Riego de Liga	m2	150000	2.07	310500.0
5	Provisión, coloc. Y compac. de Concreto Asfáltico en caliente e=5 cm.	m2	150000	21.18	3177000.0
6	Demarcación de Fajas Horizontales Amarillas	ml	7020	1.79	12565.8
7	Demarcación de Fajas Horizontales Blancas	ml	40320	1.79	72172.8
8	Señalización Vertical Informativa	Pza.	20	335.09	6701.8
9	Señalización Vertical Restrictiva	Pza.	28	297.15	8320.2
10	Señalización Vertical Preventiva	Pza.	28	234	6552.0
11	Provisión y colocado de Ojos de Gato	Pza.	3696	8.21	30344.2
COSTO TOTAL (\$us.)					4034141.2
COSTO TOTAL (Bs.)					28158305.9

5.6.1. CALCULO DE CANTIDAD DE MATERIALES PARA CARPETA ASFALTICA CONVENCIONAL

PLATAFORMA (Carpeta Asfáltica)

Longitud(m)	20000
Ancho (m)	7
Espesor (m)	0.06
Densidad(Kg/m ³)	2388
Cant. Optima de asfalto	5.5

Materiales	P. U. suelto (Kg/m ³)	Cantidades		
		(%)	(Tn)	(m ³)
Cemento Asfáltico		5.5	1103.3	
Grava 3/4"	1383	30	6017.8	4351.2
Grava 3/8"	1440	48	9628.4	6686.4
Arena	2000	22.00	4413.0	2206.5

IMPRIMACION

Area (m ²)	Tasa (lt/m ²)	MC-30(lt)	Asfalto (Tn)	KEROSENE (lt)
140000	1.2	168000	87.36	80640.00

RESUMEN

TOTALES	ASFALTO (Tn)	KEROSENE (lt)	3/4" (m ³)	3/8" (m ³)	Arena (m ³)
	1190.62	80640.00	4351.24	6686.40	2206.51

OBSERVACIONES: Todos los cálculos son sin considerar pérdidas

5.6.2. CALCULO DE CANTIDAD DE MATERIALES PARA CARPETA ASFALTICA CON POLIMEROS – METODO CANTABRO

PLATAFORMA (Carpeta Asfáltica)

Longitud(m)	20000
Ancho (m)	7
Espesor (m)	0.05
Densidad(Kg/m3)	2017
Cant. Optima de asfalto	4

Materiales	P. U. suelto (Kg/m ³)	Cantidades		
		(%)	(Tn)	(m ³)
Cemento Asfáltico		4	564.8	
Grava 3/4"	1383	30	4235.7	3062.7
Grava 3/8"	1440	48	6777.1	4706.3
Arena	2000	22	3106.2	1553.1
		104.0		

IMPRIMACION

Area (m2)	Tasa (lt/m2)	MC-30(lt)	Asfalto (Tn)	KEROSENE (lt)
140000	1.5	210000	109.20	100800.00

RESUMEN

TOTALES	ASFALTO (Tn)	KEROSENE (lt)	3/4" (m3)	3/8" (m3)	Arena (m3)
	673.96	100800.00	3062.69	4706.33	1553.09

OBSERVACIONES: Todos los cálculos son sin considerar pérdidas

5.6.3. ANALISIS DE COSTOS DE MATERIALES

CARPETA ASFALTICA CONVENCIONAL

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Bs)	COSTO TOTAL (Bs)
Asfalto convencional	tn	1190.616	10827	12890799.43
Kerosene	lt	80640	3.75	302400
Agregado triturado 3/4"	m3	4351.236	110	478635.96
Agregado triturado 3/8"	m3	6686.4	125	835800
Arena clasificada	m3	2206.512	112.5	248232.6
COSTO TOTAL (Bs)				14755867.99

CARPETA ASFALTICA DRENANTE

MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO (Bs)	COSTO TOTAL (Bs)
Asfalto con polimeros	tn	673.96	14044	9465094.24
Kerosene	lt	100800	3.75	378000
Agregado triturado 3/4"	m3	3062.689	110	336895.79
Agregado triturado 3/8"	m3	4706.333	125	588291.625
Arena clasificada	m3	1553.09	112.5	174722.625
COSTO TOTAL (Bs)				10943004.28

DIFERENCIA (Bs)				3812863.712
------------------------	--	--	--	--------------------

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Las conclusiones extraídas en el desarrollo del presente trabajo, son las siguientes:

- A partir del Diseño Marshall se obtuvo un porcentaje de ligante optimo de 5.4%, una estabilidad de 2553.3 libras, una fluencia de 9.6”, un porcentaje de vacíos de 3.13%, la Relacion Betumen Vacíos fue de 80.2 (adimensional) y los vacíos del agregado mineral fueron de un 16%, cumpliendo con las especificaciones técnicas de un mezcla asfáltica convencional.
- Con el Método Cántabro se determinó un porcentaje de ligante de 4% y con la Metodología Australiana un 4.5% de ligante, para efectos de nuestro diseño se adoptó el 4% como ligante, ya que con este valor se cumple con las exigencias de la mezcla drenante y además de asegurarnos un recubrimiento óptimo de los agregados mejorando de esta manera la cohesión y lo más importante el rozamiento interno de la mezcla ya que con este valor existe menor desgaste por abrasión.
- A partir de los resultados obtenidos en laboratorio se ve claramente que el contenido de ligante en las mezclas asfálticas drenantes es mucho menor que en las mezclas convencionales, esto debido a que esta mezcla al tener mayor vacíos necesita de menos ligante.
- Las mezclas drenantes no pueden ser realizadas con ligante común, porque no cumplen con las especificaciones técnicas de las mezclas asfálticas drenantes, en los resultados que se muestran en los anexos, el porcentaje de perdidas de desgaste nos da un valor mayor a lo admitido y en el porcentaje de vacíos nos da un valor menor de los establecidos por las especificaciones técnicas de diseño para mezclas drenantes.

- Si trabajamos con cemento asfáltico convencional para el diseño de una mezcla drenante, este tiene una menor cohesión, resistencia y adherencia y al utilizar un ligante con polímeros esta tendrá una mayor adherencia, sus propiedades físicas y reológicas son mayores, podremos trabajar con un menor porcentaje de asfalto y mayor calidad de los agregados.
- En el diseño de las mezclas drenantes, la capacidad de resistencia de la mezcla no se basa en la cohesión, debido a que este tipo de mezclas tienen un porcentaje de asfalto inferior que las mezclas convencionales, sino más bien en la capacidad de resistencia y el rozamiento interno, el que se consigue aumentar, mejorando la calidad de los agregados.
- Para el diseño de una mezcla asfáltica drenante, se debe tener bastante cuidado en la elección de los agregados a utilizar, pues estos deben cumplir con los requisitos técnicos y ser de buena calidad.
- La falta de cohesión en la mezcla drenante hace que esta sea bastante crítica ante ciertos esfuerzos del tráfico, especialmente los del tipo tangencial que provocan la disgregación de la mezcla. Para poder conjugar una buena porosidad con una buena resistencia a la disgregación, es necesario realizar un diseño cuidadoso de la mezcla, eligiendo con detalle los distintos componentes, sus proporciones y utilizando los ensayos puestos a punto.
- Para el diseño de la mezcla drenante se utilizó asfalto modificado con polímeros tipo SBS, el cual aumenta las propiedades físicas y reológicas de las mezclas asfálticas.
- Para conseguir una buena mezcla, entre el agregado y el ligante, se debe trabajar con una temperatura entre 140 °C a 155°C, temperatura con la cual es posible realizar la mezcla de manera que todo el agregado este cubierto con ligante.
- Para la aplicación de este tipo de mezclas, la capa inferior debe estar totalmente

impermeabilizada, tener buenas especificaciones planimetrías, geométricas y de drenaje, para evitar la infiltración del agua hacia las capas inferiores o la acumulación de la misma dentro de la carpeta.

- Se debe aumentar el porcentaje de riego de liga para conseguir una mejor unión con la capa inferior, ya que al ser una mezcla drenante y presentar un porcentaje alto de vacíos el contacto entre la carpeta asfáltica y la capa inferior es menor.

6.2. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones que se pueden dar una vez realizado el presente trabajo son:

- Se debe implementación un Laboratorio de Asfaltos en nuestra Universidad, ya que no existe en nuestro medio un laboratorio que cuente con los equipos óptimos para realizar ensayos de las diferentes mezclas que se utilizan en las carpetas asfálticas. Además de que con el avance técnico y económico en el futuro, todas las carreteras serán asfaltadas y se tendrá la necesidad de realizar los diseños de las diferentes mezclas a ser usadas.
- Dado que en nuestro medio no son muy aplicados estos tipos de mezclas y al no existir trabajos similares, se recomienda realizar más estudios y pruebas con este tipo de mezclas, para de esta manera poder implementar la utilización de las mezclas drenantes en las carreteras de nuestro departamento, pues como se vio, estas mezclas tienen grandes ventajas en comparación a las mezclas asfálticas convencionales.
- Para el diseño de las mezclas drenantes se recomienda tener bastante cuidado en la elección de los agregados que forman parte de la mezcla, buscar bancos de materiales que cumplan con todas las especificaciones técnicas, ya que de los agregados dependerá que exista un buen rozamiento interno, que es la base para la buena resistencia a la disgregación en este tipo de mezclas.

- De igual manera se recomienda el uso de cemento asfáltico con polímeros, ya que este cemento mejora en gran manera las propiedades físicas y reológicas de la mezcla y al tener este tipo de mezclas un porcentaje menor de ligante, con los cementos asfaltos convencionales no se lograría tener una buena resistencia a los diferentes esfuerzos que sufre la carpeta asfáltica.
- Como vimos se utilizó tres métodos para el diseño de la mezcla, ambos métodos basados en diferentes ensayos, pero por la facilidad y la rapidez de ejecución se recomienda el uso de la metodología Cántabro, la cual es de mayor uso tanto en los países europeos como en algunos latinoamericanos que ya utilizan este tipo de mezclas en sus carreteras.
- Para la aplicación de la mezcla en el tramo, se recomienda realizar el sellado de todas las fisuras existentes en el tramo, antes de echar el riego de liga, el cual por las características de la mezcla drenante deberá ser de porcentaje mayor que el que se aplica para las mezclas convencionales.
- También se recomienda tener bastante cuidado con la temperatura de la puesta en obra, la cual se debe controlar de manera eficiente, controlando la distancia en la que se encuentra la planta asfáltica, de manera que los tiempos de recorrido sean adecuados a la temperatura de salida de la planta y a la temperatura de puesta en obra.
- Finalmente se recomienda seguir a detalle lo indicado en el acápite de fabricación y puesta en obra de la mezcla drenante, así de esta manera se lograra tener una óptima carpeta asfáltica que cumpla con todos los requisitos de transitabilidad y funcionalidad, además de garantizar la duración y el buen funcionamiento en el tiempo.