

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil
Sección de Post-Grado

Modelación Geotécnica de Pavimentos Flexibles con Fines de Análisis y Diseño en el Perú

Tesis para optar el Grado de Magíster en Ciencias
con Mención en Ingeniería Geotécnica

Por

JOSÉ WILFREDO GUTIÉRREZ LÁZARES

LIMA, PERÚ 2007

RESUMEN

La mayoría de las carreteras mantenidas y rehabilitadas (M&R) en los últimos diez años, se han deteriorado prematuramente disminuyendo la condición y la serviciabilidad del pavimento, demandando trabajos correctivos y complementarios antes de lo previsto.

La recolección de información y la experiencia ha demostrado que los resultados obtenidos no siempre son congruentes con los objetivos del proyectista. Las causas están referidas a tráfico proyectado de forma inadecuada, mala valoración de la subrasante, condiciones ambientales no consideradas, entre otras.

El alcance del presenta trabajo propone una alternativa racional de modelación geotécnica para el análisis y diseño de pavimentos flexibles, basados en las mismas metodologías empleadas, ampliando a un sistema computarizado que facilite la labor de análisis y rehabilitación a nivel de proyecto y de red.

SUMMARY

Most of the highways maintained and rehabilitated (M&R) in the last ten years, they have been deteriorated prematurely diminishing the condition and the usefulness of the pavement, demanding corrective and complementary works before the predicted thing.

The harvesting of information and the experience has demonstrated that the obtained results not always are congruence with the objectives of the designer. The causes are referred projected traffic of inadequate form, bad valuation of the subgrade, not considered environmental conditions, among others.

The present scope of work proposes a rational alternative of geotechnical modeling for the analysis and design of flexible pavements, based on the same used methodologies, extending to a computerized system that facilitates the work of analysis and rehabilitation at project and network level.

RELACIÓN DE TABLAS

- Tabla 1.1.** Analogía de componentes en estructuras vial y edificación.
Tabla 3.1. Catálogo de fallas para el método del PCI
Tabla 3.2. Rangos para definir magnitud de fallas
Tabla 3.3. Estado superficial en función del IRI
Tabla 3.4. Valor de “t” y probabilidad de ocurrencia de $D > D_c$
Tabla 3.5. Análisis combinado de los resultados de evaluación
Tabla 3.6. Valores recomendados para R
Tabla 4.1. Parámetros de diseño – estructura GEO-PAV
Tabla 4.1. Correlación entre el Mr y el CBR
Tabla 4.2. Relaciones aproximadas entre suelos y los valores de CBR
Tabla 4.3. Relaciones aproximadas entre suelos y los valores de Mr
Tabla 4.4. Características de las Regiones Naturales.
Tabla 4.5. Causa principal de las fallas en la determinación del PCI
Tabla 4.6. Interpretación de los valores de PCI y la Condición del pavimento
Tabla 4.7. Coeficientes de reducción por deterioro de carpeta asfáltica.
Tabla 4.8. Coeficientes de equivalencia de espesor.
Tabla 4.9. Diseño por etapas según deflectometría. ($r = 5 \%$)
Tabla 5.1. Causas de fallas de un pavimento
Tabla 5.2. Frecuencia de evaluación del pavimento
Tabla 5.3. Niveles de prioridad para M&R.

RELACIÓN DE FIGURAS

- Figura 1.1.** Esquema cíclico para definir la hipótesis a contrastar.
Figura 1.2. Proceso para la solución del problema y actitud profesional.
Figura 1.3. Capas requeridas para diferentes estructuras de pavimentos
Figura 2.1. Altitudes de las regiones que involucra una carretera de penetración.
Figura 3.1. Líneas bases para la modelación geotécnica del pavimento flexible.
Figura 3.2. Adecuación del catalogo de fallas sugeridos por CONREVIAl
Figura 3.4. Diagrama de Flujo del Método del PCI
Figura 3.5. Planilla de cálculo del PCI y significado del valor hallado
Figura 3.6. Formato empleado en el manual PASER y fallas tipos.
Figura 3.7. Condición de la superficie y actividades de mantenimiento.
Figura 3.8. Catálogo gráfico de fallas en pavimentos.
Figura 3.9. Esquema de la transmisión de carga y equipo medidor de deformaciones.
Figura 3.10. Deformada del pavimento y parámetros de comparación
Figura 3.11. Recolección y procesamiento de datos.
Figura 3.12. Deflectograma para evaluar el estado estructural de la vía.
Figura 3.13. Correlación entre ensayos de deflexiones FWD y VB.
Figura 3.14. Curvas de espesor de base granular para distintos tráficos.
Figura 3.15. Recolección y procesamiento de datos – programa SARP
Figura 4.1. Curva de CBR sugerida por la USACE.

- Figura 4.2.** Determinación de la Línea 70, para el sectorizado.
- Figura 4.3.** Formato para evaluar el CBR en función del PDC (MTC y FCCA)
- Figura 4.4.** Determinación del CBR percentil.
- Figura 4.5.** Mapa de las Ocho Regiones Naturales
- Figura 4.6.** Ejes transversales de diferentes altitudes y regiones.
- Figura 4.7.** Eje transversal AA'.
- Figura 4.8.** Eje transversal BB'.
- Figura 4.9.** Eje transversal CC'.
- Figura 4.10.** Eje transversal DD'.
- Figura 4.11.** Eje transversal EE'.
- Figura 4.12.** Ejemplo de gráficas de degradación según falla.
- Figura 4.13.** Integración de información con fines de sectorizado.
- Figura 4.14.** Evaluación de la fórmula AASHTO.
- Figura 4.15.** Integración de valores de D_c , D_a y PCI.
- Figura 4.16.** Plano clave de soluciones de M&R.
- Figura 5.1.** Situaciones de degradación del pavimento
- Figura 5.2.** Concepto de Vida Remanente
- Figura 5.3.** Frecuencia de evaluación de pavimentos
- Figura 5.4.** Planilla de recolección de datos.
- Figura 5.5.** Salida típica del programa SARP
- Figura 5.6.** Alternativas de M&R

RELACIÓN DE FOTOGRAFÍAS

- Foto 3.1.** Equipo de medición de rugosidad Bump Integrator
- Foto 3.2.** Medición de Deflexiones con Viga Benkelman.

INDICE

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I.- PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

- 1.1 El problema
 - 1.1.1 Problemática
 - 1.1.2 Planteamiento del problema
 - 1.1.3 Análisis y formulación del problema
- 1.2 Objetivos del trabajo
 - 1.2.1 Objetivo general
 - 1.2.2 Objetivo específico
- 1.3 Justificación
- 1.4 Hipótesis y variables

CAPÍTULO II.- ESTADO DEL ARTE

- 2.1 Análisis de la situación actual
- 2.2 Filosofía de diseño
- 2.3 Capacidad de soporte de la subrasante
- 2.4 Evaluación superficial
- 2.5 Evaluación estructural
- 2.6 Diseños de pavimentos
- 2.7 Impacto ambiental

CAPÍTULO III.- MARCO TEÓRICO

- 3.1 Evaluación superficial
 - 3.1.1 Metodología CONREVIAL
 - 3.1.2 Índice de condición del pavimento - PCI
 - 3.1.3 Evaluación de superficie de pavimento - PASER
 - 3.1.4 Propuesta del MTC
 - 3.1.5 Determinación del IRI y el PSI
- 3.2 Evaluación Estructural
 - 3.2.1 Deflectometría método empírico
 - 3.2.2 Deflectometría método elástico
 - 3.2.3 Análisis estadístico de los resultados
 - 3.2.4 Correlación de deflexiones FWD y Viga Benkelman
 - 3.2.5 Diseño por el método AASHTO
 - 3.2.6 Sistema de análisis de rehabilitación de pavimentos SARP
 - 3.2.7 Estudio de suelos y tráfico

CAPÍTULO IV.- MODELACIÓN GEOTÉCNICA DE PAVIMENTO

4.1 Factores directos de diseño

4.1.1 Tráfico de diseño (N)

4.1.2 Nivel de confianza (Zr)

4.1.3 Probabilidad So

4.1.4 Índice de serviciabilidad (PSI)

4.1.5 Módulo resiliente (Mr)

4.2 Factores de influencia

4.2.1 Altitud

4.2.2 Índice de condición de pavimento (PCI)

4.2.3 Número estructural existente (SNe)

4.2.4 Fricción neumático - superficie

4.3 Sectorización

4.4 Diseño por el método de la AASHTO

4.4.1 Determinación de espesores

4.5 Estrategias de refuerzo

CAPÍTULO V.- GESTIÓN EN LA GEOTECNIA VIAL

5.1 Filosofía de M&R

5.2 Programa SARP

5.2.1 Uso del programa SARP

5.2.2 Recolección de información

5.2.3 Interpretación de resultados

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Recomendaciones

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo evalúa la articulación que debe existir entre los métodos y metodologías tradicionales y rutinarias de análisis y diseño para la construcción y/o rehabilitación de carreteras, que actualmente recomienda el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). Se procesa la información recopilada, en las diferentes etapas de evaluación de pavimentos, empleando metodologías foráneas adaptadas a nuestra realidad.

Este manejo racional de la información, debe finalizar en recomendaciones coherentes que eviten gastos adicionales a los previstos, basados en un modelamiento estructural de pavimento que permita especular sobre su comportamiento a lo largo del tiempo.

La alternativa para resolver el problema planteado se resume en las actividades siguientes:

- Conducir los resultados obtenidos sistemáticamente, a un modelo tipo hipótesis el cual permita su contrastación con la realidad.
- Desarrollar los trabajos empleando, a la mecánica de suelos, en la resolución del problema debido a la interacción suelo – estructura.
- Aplicar el modelo a las vías de transportes con superficie de rodadura compuesto por asfalto y agregados pétreos.
- Identificar tendencias o procesar información para obtener parámetros de diseño.
- Encontrar una estructura que absorba los esfuerzos transmitidos por las cargas solicitadas.

Las actividades mencionadas responden a etapas de planeamiento, procesos y resultados, según lo indica la tabla siguiente:

N°	Planeamiento	Proceso	Resultado
1	Planteamiento metodológico	Alcance del trabajo	Ordenamiento del trabajo
2	Estado del arte	Últimas tendencias	Concepto general de lo tratado mundialmente
3	Marco teórico	Métodos y metodologías foráneas	Evaluar las limitaciones
4	Modelación geotécnica de pavimento	Contrastación con la realidad nacional	GEO-PAV Modelamiento GEOT écnico de PAV imento flexible
5	Gestión en la Geotecnia Vial	SARP, GIP	G2V-PRO Programa de Gestión en la Geotecnia Vial

Elaboración Propia.

Los resultados de la revisión bibliográfica, incluye no sólo los comentarios de los experimentos, sino también de las teorías en cada una de sus etapas. Las recomendaciones del Consorcio de Rehabilitación Vial (CONREVIAl), basado en un catálogo de fisuras, determinan las fallas del pavimento, y empleando la Viga Benkelman, evalúa la característica estructural del mismo. El método del

Índice de la Condición del Pavimento (PCI), basado en un catálogo de 19 fallas, establece mejores valores de evaluación superficial al considerar no sólo los tipos de fallas, sino también su densidad en la superficie de rodadura. Con menor incidencia se ha revisado el método Pavement Surface Evaluation and Rating (PASER) desarrollado en el Centro de Información del Transporte de la Universidad de Wisconsin, cuyo catálogo de fallas se basa en una escala gráfica con categorías que varían entre 1 a 10, para indicar de la peor a la mejor condición superficial, respectivamente. Se incluye comentarios y correlaciones sobre el equipo Falling Weight Deflectometer (FWD). El Sistema de Análisis de Rehabilitación de Pavimentos (SARP), que integra los resultados de los trabajos alcanzados mediante una evaluación superficial y evaluación estructural mediante ensayos destructivos.

Por otro lado el presente trabajo se relaciona con otras investigaciones y especialidades ya que también proporciona herramientas e insumos necesarios para establecer metrados y análisis de precios unitarios para la posterior determinación del presupuesto de obra de mantenimiento y/o rehabilitación. Si se desea establecer una diferencia importante de lo planteado en el presente trabajo y lo que realmente se realiza en el medio profesional, se puede considerar que la estrategia de trabajo propuesto como GEO-PAV, que involucra modelamiento *GEOTécnico* de *PAVimento* flexible, integra la información necesaria para correlacionar el método y las variantes efectuadas. Se debe recordar que las metodologías son foráneas y concebidas para una realidad diferente a la nuestra. Las pautas de estas metodologías responden de igual forma a diferentes situaciones, lo cual se estima se deba particularizar el análisis, en conclusión se adapte la metodología a los intereses de nuestras carreteras.

Se podría decir que en estas últimas líneas de la introducción, se resume la importancia del trabajo resaltado desde el punto de vista racional y lógico, en la cual se prueba que las metodologías empleadas en el medio profesional, deben comprender la adecuación necesaria a las realidades de desarrollo nacional y en lo posible establecer a priori el modelo de la estructura a proyectar para luego efectuar un trabajo de verificación de cada uno de los componentes, considerando una gestión en la geotecnia vial reflejado en un programa de cómputo.

Para la solución de la interrogante científica se asumió la hipótesis que resulta posible la introducción de una metodología de análisis y diseño de estructura de pavimentos flexibles acorde con las realidades de nuestro país, mediante la aplicación de un modelamiento geotécnico que proporcione diseños seguros y racionales, con aplicación de la teoría de seguridad, valorando además las particularidades de nuestros suelos y de las cargas actuantes sobre las estructuras.

CAPÍTULO I.- PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1 El problema

1.1.1 Problemática


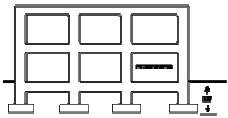
El ingeniero geotécnico, recaba la experiencia de sus trabajos y realiza los ajustes a los procesos de evaluación. Sin embargo pasa inadvertido el reconocer al pavimento como una estructura de ingeniería en la cual se emplea los suelos como elementos de construcción y que a su vez descansa en un suelo de cimentación de características físicas y mecánicas según el ensayo de capacidad de soporte.

La integración de la ingeniería geotécnica y la de vías de transporte, permite establecer recomendaciones de actividades no tradicionales que se adecuen a las condiciones reales del terreno evaluado.

Muchos trabajos se evalúan en condiciones que contradicen los fundamentos básicos de los métodos de diseño. No es lo mismo diseñar una carretera en la Costa, que en la altiplanicie o en la zona de selva. Se debe recordar que en esta última zona, la red vial es exigua frente a las de otras regiones y que los suelos en cada una de ellas son totalmente diferentes, al punto que en algunos casos se necesita de ensayos de resistencia al esfuerzo cortante y otros hasta de consolidación para medir asentamientos de la estructura del pavimento; aunque estos ensayos especiales se asocian mejor a la historia de las estructuras de concreto armado.

La tabla 1.1 presenta analogías entre parámetros usados para el diseño, tanto de un pavimento como de una edificación, en la cual se aprecia que un pavimento, como estructura, relaciona a la capacidad de soporte del suelo para determinar su espesor.

Tabla 1.1. Analogía de componentes en estructuras vial y edificación (e.p.).

Nº	Componente	Pavimento	Edificio
			
1	Solicitaciones de carga	N	CM, CV, CS
2	Apoyo	Subrasante	Suelo de cimentación
3	Ensayos de esfuerzo cortante	CBR	Corte directo, triaxial, compresión simple
4	Parámetros mecánicos	Número de CBR	c, Φ
5	Características física	Partículas, LL, LP, w, γ	γ
6	Parámetro final de transformación	SN a capas componentes	ρ a número de varillas

Las discusiones sobre las capas componentes del pavimento, dependen de diferentes aspectos que no siempre responden a las demandas técnicas. Si bien por un lado se puede emplear programas de cómputo para la determinación de los espesores de las diferentes capas que conforman la estructura, poco se puede saber sobre sus factores de

seguridad. Si el operador es conciente de la filosofía del diseño, la solución final dependerá de la decisión y compromiso del profesional y su experiencia.

Existen múltiples causas de la degradación prematura de los pavimentos flexibles. La idea principal radica en comprender el por qué de la degradación de los pavimentos, contrastando gráficamente resultados de las evaluaciones que miden su deterioro a lo largo de los años.

Uno de los principales problemas corresponde a la determinación del tráfico de diseño (N) a emplear y las consecuencias que una mala estimación puede acarrear, como por ejemplo el obtener una estructura de pavimento que se encuentre infradiseñada. El problema se agrava cuando la estimación de las cargas de ejes estándares varían por encontrarse en zona de frontera, como es el caso de la carretera Interoceánica¹, que recibirá tráfico de Bolivia y Brasil cuyos ejes estándares alcanza las 10 toneladas, mientras que en el Perú las cargas de diseño corresponde a 8.2 toneladas.

En algunos casos las obras presentan serias deficiencias por emplear procedimientos constructivos sin el debido control de calidad. En otras las labores de la Supervisión se apoyan en la logística del Contratista haciéndose dependiente y cómoda de ejecutar. Sin lugar a dudas los procesos constructivos deficientes generan estructuras débiles que no alcanzarán el tiempo de servicio proyectado.

Por otro lado los proyectistas subcontratan la participación de profesionales, generando heterogeneidad en los trabajos realizados y como consecuencia un proyecto antieconómico, ya que tendrá una solución inadecuada al problema real.

Otra causa de falla de los pavimentos se aprecia al considerar sistemáticamente metodologías de diseño a toda la vía por igual, sin discriminar sectores o regiones y obviando sus factores ambientales, geográficos y topográficos.

Finalmente los trabajos de mantenimiento de las vías son limitados e inadecuados, generando trabajos correctivos prematuros o la pronta rehabilitación.

1.1.2 Planteamiento del problema

Pero, qué hay de cierto en las metodologías empleadas durante los últimos 10 años; cuál o cuáles de los métodos empleados representan realmente la modelación geotécnica de la estructura del pavimento a proyectar; qué ha sucedido con los análisis tradicionales de diseño. Estas y otras preguntas han motivado el desarrollo del presente trabajo, de tal manera que los profesionales tengan un documento de consulta y determinen el grado de precisión de los resultados finales mediante una metodología de evaluación acorde con la realidad nacional.

¹ Cfr.: Estudio Definitivo de Rehabilitación, Provías Nacional

1.1.3 Análisis y formulación del problema

La discusión del presente trabajo se realiza tomando como base los modos operativos de metodologías empleadas a nivel nacional e internacional. A estas metodologías, se les han efectuado variantes o adecuaciones, de manera que se logre la particularización del método a nuestro medio tecnológico y de realidad regional.

El proceso empleado en el presente trabajo, se basa en la confrontación de los métodos, específicamente en el método científico; observación y deducción planteado por Karl Popper. La figura 1.1 esquematiza el proceso que el especialista puede desarrollar para solucionar un problema puntual ocurrido.



Figura 1.1. Esquema cíclico para definir la hipótesis a contrastar (e.p.)

El éxito de la mayoría de los trabajos de los ingenieros consultores, se sustenta en actividades, entre las cuales se puede considerar el constituirse al lugar de los hechos, observar detenidamente el problema, especular sobre la posible causa, plantear una hipótesis y luego contrastarla; de esta última actividad se derivan las soluciones al problema. Por supuesto que en todo este proceso, están implícitos el conocimiento y la experiencia, pero no logran integrarse a menos que se aplique el ingenio y sentido común.

La figura 1.2 presenta las actividades y actitudes que debe atender el profesional para encontrar alternativas de solución y de ellas la solución definitiva, en lo posible.

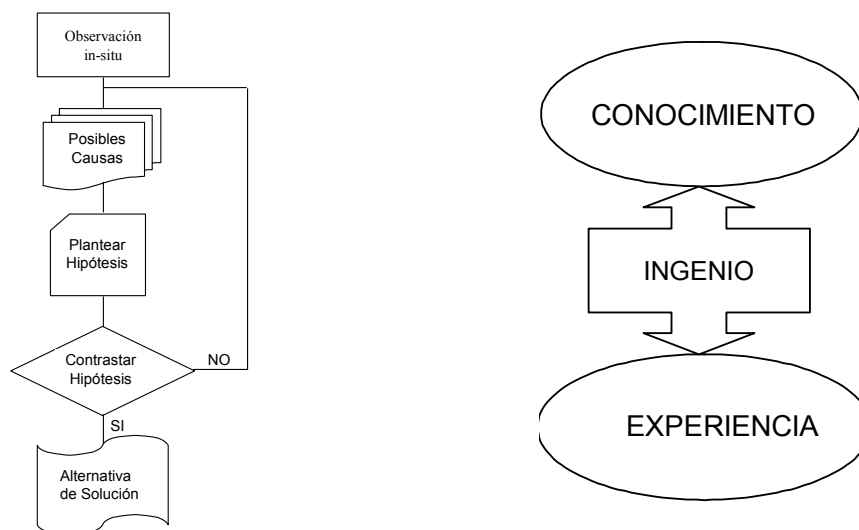


Figura 1.2. Proceso para la solución del problema y actitud profesional. (e.p.)

1.2 Objetivos del trabajo

1.2.1 Objetivo general

Proponer la metodología de análisis y diseño de pavimentos flexibles basados en la articulación entre métodos tradicionales que permitan el modelamiento geotécnico acorde con la realidad regional peruana.

1.2.2 Objetivo específico

Definir los modelamientos geotécnicos de la estructura a ensayar y que correspondan al sectorizado en una misma carretera.

Determinar los parámetros de diseño, mediante un análisis racional, basado en el procesamiento de la información recopilada en las diferentes evaluaciones de campo y gabinete.

Motivar la investigación y mejora de una adecuada metodología acorde a las realidades que presentan las diferentes regiones del país.

1.3 Justificación

Las características de los materiales de subrasante, definen la capacidad de soporte que determina la estructura del pavimento. A menores resistencias mayores son los paquetes estructurales de los pavimentos y por el contrario a mayor resistencia de los materiales de subrasante o suelo de cimentación, menores serán estos paquetes.

Por lo general la capa de rodadura descansa en dos capas muy similares definidas como capa de base granular y sub base.

La primera formada por piedra chancada y la segunda por material por lo menos zarandeado. La figura 1.3 compara dos estructuras de pavimentos, en la cual el pavimento rígido puede obviar la capa de base, mientras que el pavimento flexible mantiene todas las capas requeridas.

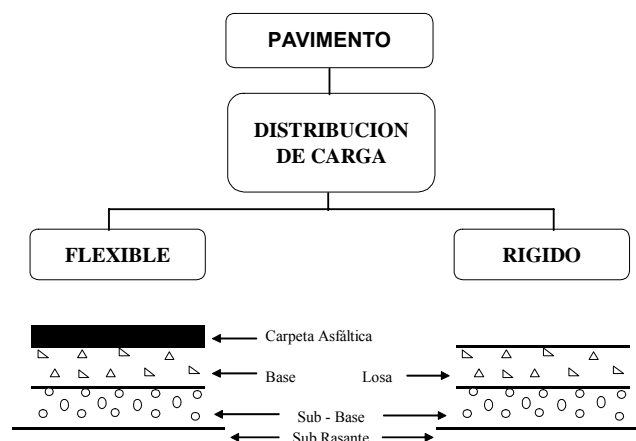


Figura 1.3. Capas requeridas por diferentes estructuras de pavimentos (e.p.)

1.4 Hipótesis y variables

La solución a las interrogantes científicas, se asume con la hipótesis siguiente: resulta posible la introducción de una metodología de análisis y diseño de estructura de pavimentos flexibles acorde con las realidades de nuestro país, mediante la aplicación y articulación de métodos que permite el modelamiento geotécnico que proporcione diseños seguros y racionales, valorando además las particularidades de los tipos suelos y de las cargas actuantes sobre las estructuras.

CAPÍTULO II.- ESTADO DEL ARTE

En los últimos años se ha dado un impulso sustancial a los trabajos relacionados con las carreteras y a pesar que se han desarrollado varios cientos de kilómetros, no se cuenta con metodologías propias que se adecuen a la variedad de condiciones que presenta el territorio nacional. Por ello se han aplicado metodologías foráneas que suplen el desconocimiento de los especialistas. En diversas partes del mundo se desarrollan investigaciones puntuales sobre problemas en tales carreteras que permiten generar métodos y metodologías apropiadas para tales condiciones.

Por lo general los trabajos en geotecnia vial se orientan a determinar una secuencia lógica de afrontar cada problema que se encuentra a lo largo de las vías. De esta manera se establece la estrategia que brinda la solución. En primer lugar se identifica el problema de la ingeniería geotécnica, desde el punto de vista estructura del pavimento, el cual corresponde a los materiales empleados en obras de ingeniería.² Las publicaciones efectuadas sobre la ingeniería aplicada a las vías de transportes, trata de establecer explicaciones a los diferentes fenómenos que ocurren sobre el tema.³

La Costa presenta situaciones favorables de resistencia de suelos, sin embargo, a medida que la red vial se aleja de ella, los problemas se intensifican por diversas razones. Sin embargo las técnicas de diseño empleadas, siguen siendo las mismas. El problema se acentúa cuando las carreteras de penetración siguen un trazo transversal al país y se forman por rellenos o terraplenes en las grandes extensiones de la Costa; luego las vías cambian a media ladera cuando empieza a ascender; cambian en la zona de altiplanicie donde corresponde a grandes extensiones planas con suelos finos que están permanentemente saturados, con intemperismo severo y que su topografía impide el drenaje natural; después se presenta la ceja de selva con pendientes pronunciadas, con clima tropical, con vías a media ladera formada por suelos finos, tal vez con menos humedad, pero parcialmente susceptibles a las deformaciones; hasta llegar a la zona de selva con problemas de drenaje, de suelos finos, de lluvias intensas e intermitentes, de alta susceptibilidad a las deformaciones y con topografía plana.

La figura 2.1 muestra la sección transversal de las regiones por donde atraviesa una carretera de penetración. Un ejemplo claro es la carretera Pisco – Ayacucho⁴, que parte desde San Clemente y llega a Huamanga; esta carretera conocida, como vía de Los Libertadores, nace en la Costa y llega hasta el valle del río Apurímac. En ella se aprecian altitudes que experimentan los diferentes tramos de carretera, que evidencia lo mencionado.

² Cfr.: Lambe y Whitman

³ Cfr.: Rico Rodríguez

⁴ Cfr.: Gutiérrez W.

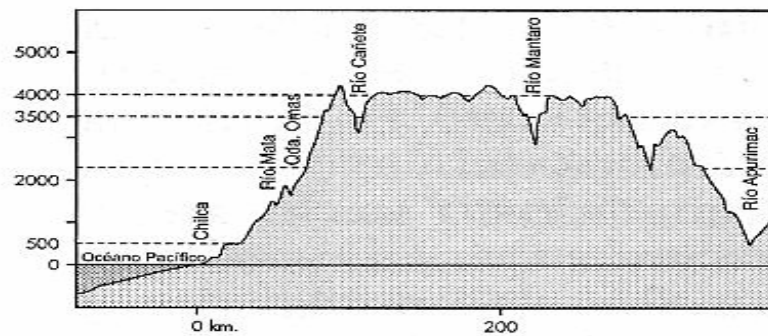


Figura 2.1. Altitudes de las regiones que involucra una carretera de penetración.
(Pulgar Vidal)

A pesar de las diferentes condiciones apreciadas aún se emplean los mismos métodos de diseño, para estimar el espesor de la estructura del pavimento, sin considerar la realidad que el suelo es el problema en el sustento de la estructura.

Al evaluar los problemas para diferentes regiones, se debe considerar también la estimación de los asentamientos que ocurren en zonas de materiales finos parcialmente saturados. Se debe tomar en cuenta las cargas impuestas por la estructura (carga muerta o estática) y por los vehículos (carga viva o dinámica), como ejes equivalentes proyectados. Estos insumos determinan el número estructural de diseño, sin tomar en cuenta que la estructura descansará sobre terrenos flexibles que demandan un análisis más profundo.

2.1 Análisis de la situación actual

De los resultados obtenidos en las evaluaciones de campo y laboratorio, poco se puede afirmar sobre cuál es la forma correcta de evaluarlos. Como en toda especialidad, siempre se tendrá el aporte del profesional frente a los resultados obtenidos. No es conveniente aceptar resultado alguno proveniente de los programas de cómputo, sin antes haber tenido la evaluación particularizada de cada caso. El profesional debe inclusive contradecir a los resultados propios del procesamiento para determinar una solidez en los resultados, lo que permite que cada profesional pueda realizar diferentes enfoques sobre los resultados. Los profesionales ya han observado estas discrepancias, sin embargo, en algunas ocasiones, los resultados coherentes pueden estar basados en absurdos y viceversa.

Los trabajos de rehabilitación o mantenimiento, se basan en las metodologías diversas. Tanto el método de CONREVIAl como las recomendaciones, según el modelo de Hogg, presentan alternativas basadas en análisis de limitados datos provenientes de la evaluación superficial y estructural. El método de CONREVIAl, se basa en las deflexiones características y admisibles halladas mediante el procesamiento estadístico de los datos recopilados en campo. Por otro lado también se emplea el valor del radio de curvatura generado por la deformada como respuesta a la sollicitación de carga.

El modelo matemático de Hogg o también llamado método elástico, se basa en la interpretación de combinaciones entre la máxima deflexión alcanzada por la carga y de la longitud característica de la deformada misma.

El método SARP, sugiere valores más coherentes que permiten manejar a alternativa de solución de acuerdo a la disponibilidad económica o del nivel de rehabilitación requerido, integrando mayores datos que describen adecuadamente la estructura del pavimento.

El MTC sugiere el empleo del método CONREVIAL, ya que corresponde a la inversión efectuada hace años y que debiera tener la sostenibilidad del caso. Los trabajos de CONREVIAL, en el 1983, se aplicaron en varios kilómetros; en cuyo caso la evaluación deflectométrica permitió realizar los diseños correspondientes. En el año 1986, mediante los trabajos realizados por el consorcio Berger – Lagesa, en un tramo de la Panamericana Norte, el Dr. Jacob Greinstein (por la empresa Louis Berger) implementó la aplicación del modelo de Hogg para evaluar las deflexiones, cambiando de esta manera las aplicaciones que hasta el momento se venía empleando, uno de los beneficiados con el aprendizaje de esta metodología fue el Laboratorio Central del MTC (hoy OAT), debido a su condición supervisora de los trabajos encargados.

En el año 1990, los trabajos convocados por el MTC con los primeros préstamos efectuados por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), propició la formación de una oficina administradora del préstamo, llamada Unidad Ejecutora de Proyecto (UEP). El asesor de la UEP por varios años fue la empresa Peruana Barriga Dall'Orto, la misma que formó parte del Consorcio CONREVIAL, con Argentinos y Canadienses. Como era de esperarse los términos de referencia respaldaron las evaluaciones deflectométricas mediante la metodología desarrollada por el consorcio CONREVIAL, dejando de lado la posible evaluación complementaria con métodos matemáticos. Estas recomendaciones del MTC han perdurado hasta los concursos recientes. En algunos casos se ha permitido el empleo de métodos alternativos, para evaluar estructuralmente al pavimento; por ejemplo en el año 2000 la evaluación de la Carretera Piura – Sullana – Macará⁵, se aplicó la toma de datos con el deflectógrafo de impacto (FWD), que registra deformaciones dinámicas, las mismas que posteriormente tuvieron que ser transformadas a estáticas para cumplir con las exigencias de los términos de referencia dispuestos por el MTC y siendo las primeras mejores valores de modelamiento de la estructura.

Los diseños de una estructura de pavimento nuevo, responden a métodos tradicionales. Para determinar los espesores de cada una las capas componentes de la estructura, se debe conocer la capacidad de soporte de los suelos de subrasante y el tráfico proyectado al tiempo de vida útil requerido; además, se halla el número estructural que luego es transformado en espesores de capas. En realidad la mayoría de los métodos de diseño, por no decir todos, se sustentan en el valor de soporte del terreno donde descansará la estructura, que permite determinar los espesores y números de capas componentes. En el caso de la rehabilitación de un pavimento, las condiciones de diseño varían ya que depende del estado situacional del pavimento actual. Una de las formas de afrontar estos

⁵ Cfr.: Ghama Ingeniería S.A.

problemas responde al considerar cuál es el número estructural requerido para que el pavimento tenga una vida remanente añadida coincidente con las exigencias del MTC.

Para ello se debe determinar el número estructural de diseño, como si fuera un pavimento nuevo por construir y luego restar el número estructural existente. Esta descripción bien puede corresponder a los diseños recomendados por la AASHTO. Para el caso del método CONREVIAl, el espesor de refuerzo se halla empleando la fórmula sugerida por el Dr. Ruiz, la cual se basa en las deflexiones, tanto característica como admisible, y del radio de curvatura. Por otro lado el SARP se basa en los valores del PCI existente y proyectado según alternativa de solución adoptada, y de las recomendaciones de la AASHTO.

2.2 Filosofía de diseño

Los proyectos deben basarse en la completa comprensión del estado situacional de la vía que se requiere intervenir. Para ello se tendrá claro la finalidad del diseño de la estructura del pavimento, poniendo énfasis en los espesores de las diferentes capas que lo conforman como en el control del deterioro de la estructura, a lo largo de los años de servicio propuesto.

La internet presenta información sobre las carreteras de la Red Vial Nacional,⁶ indicando en que estado se encuentra según los tipos de vías desarrolladas. Las características proporcionadas se orientan exclusivamente a la parte socio económica y no presenta características técnicas como calidad de los suelos en la carretera evaluada, sectorizado, clima, calidad de canteras indicándose ubicación y estado de explotación, entre otros detalles que puedan ser útil para los trabajos futuros de rehabilitación.

La evaluación de los pavimentos se realiza tomando en cuenta diferentes índices como el de Serviciabilidad Presente (PSI), evaluado a partir de la rugosidad de la superficie del pavimento, empleando equipos como el Merlin, o el Bump Integrator. Este último equipo permite evaluar la totalidad de la carretera con mayor precisión, sin embargo ninguno será realmente útil si no se realiza la adecuada calibración. Actualmente el Instituto de Investigación y el Laboratorio de Mecánica de Suelos, de la FIC – UNI, ha concluido un equipo sistematizado de toma datos para evaluar la rugosidad, el mismo que deberá calibrarse.

Por otro lado para las condiciones que presentan la superficie de los pavimentos, se realizan mediante los relevamientos de fallas, de los cuales el Índice de la Condición del Pavimento (PCI)⁷, permite una evaluación más completa ya que corresponde a un método cualitativo y cuantitativo, muy útil para los metrados y determinación del presupuesto de obra. Si bien es cierto hoy en día es sugerido su empleo por los coordinadores del MTC, ya en el año 1990 fue empleado para evaluar la carretera Panamericana Sur en su totalidad, proporcionando resultados que no demandó adicionales en los presupuesto de rehabilitación. Este método frente a los recomendados por el MTC, permiten evaluar el concepto de vida remanente y rehabilitación, además de determinar la frecuencia de evaluación necesaria para carreteras de diferentes categorías, según su prioridad y tiempo de servicio.

⁶ Cfr.: Provias Nacional

⁷ Cfr.: USACE Reporte Técnico TM 5-623

2.3 Capacidad de soporte de la subrasante

La determinación de la capacidad de soporte de los suelos (CBR), responde a la realización de ensayos de acuerdo a las recomendaciones de las Normas de uso general⁸, que requieren de los resultados del ensayo de Proctor para hallar el CBR a una determinada densidad. Sin embargo el requerimiento para determinar la estructura del pavimento, demanda la determinación del valor del Módulo Resiliente, ensayos en que la mayoría de los laboratorios no cuentan con el equipo necesario para su ejecución. Sólo el Laboratorio de la Oficina de Apoyo Tecnológico (OAT) del MTC cuenta con el equipo especial, pero poco se ha realizado como investigación. Uno de los trabajos de investigación del Laboratorio de Suelos de la UNI correlacionó estos valores empleando el equipo triaxial dinámico del Laboratorio Geotécnico del CISMID.⁹

La falta de equipos ha permitido emplear correlaciones investigadas entre CBR y el Mr de los suelos, para lo cual se refieren a más de tres decenas de fórmulas, incluyendo las recomendadas por la AASHTO.

El problema que actualmente se presenta, es la falta de correspondencia entre los ensayos y la realidad. Mientras que los trabajos se presenten en zonas áridas o de baja precipitación, los valores de la compactaciones se logra óptimo de agua (OCH) se logra añadiendo agua a la muestras; sin embargo en zonas de Selva alta y Selva, donde la humedad natural supera al OCH, el proceso de compactación del Proctor no se cumple y por lo tanto el CBR es un valor forzado que no guarda correspondencia con la realidad. En las vías de penetración, los problemas se acrecientan aún más, para lo cual se deberá emplear extensiones del ensayo u otras metodologías que infieran valores semejantes de soporte y valores de CBR de diseño.

A partir de la determinación del CBR, se evalúa el método sugerido por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (USACE), que permite determinar la variación del CBR versus la densidad seca del suelo. Luego del análisis de todos los valores de CBR obtenidos, se deben definir el de diseño.

Los trabajos de campo demandan un tiempo que excede largamente el dispuesto por el MTC, para el desarrollo del proyecto, luego se debe emplear correlaciones obtenidas con equipos alternativos como por ejemplo el penetrómetro dinámico de cono (PDC). El tamaño de muestra de datos será mucho mayor y se podrá emplear la estadística clásica para determinar el valor de diseño. En el mejor de los casos y si el tiempo y el presupuesto lo permite se podrá realizar ensayos de CBR en el campo.¹⁰

Otros de los problemas que se presentan es la profundidad adecuada en la cual se deba determinar el valor de soporte asociado a un punto de evaluación o calicata de exploración. Luego es conveniente evaluar la transmisión de esfuerzos en una masa de suelo, basado en teoría de Boussinesq y la elaboración del bulbo de presión para la determinación de las Isóbaras.

⁸ Cfr.: ASTM D1883; MTC EG-2000; AASHTO T-193

⁹ Cfr.: Gutiérrez, W., Limaymanta, M. 2005

¹⁰ Cfr.: Ghama, Carretera Iquitos - Nauta, Tramo 4

2.4 Evaluación superficial

La evaluación superficial responde a las recomendaciones efectuadas en los términos de referencia del MTC, que debido a los trabajos e inversiones efectuadas desde los inicios de los años 80, se deben ceñir a aquellos métodos desarrollados por CONREVIAl. Este método responde a objetivos cualitativos más no a métodos cuantitativos. Los problemas se presentan cuando se requiere de metrados que permitan establecer análisis de precios unitarios y posteriormente determinar el presupuesto de obra.

Existen varios métodos para efectuar los relevamientos de fallas, en realidad todos por contrastación con catálogos propuestos por diferentes instituciones internacionales ya que no se ha desarrollado una metodología de evaluación nacional. Sin embargo ya desde el año 90 se ha aplicado métodos de acuerdo a las recomendaciones planteadas por la USACE, en la cual se puede efectuar evaluaciones con resultados tanto cualitativo como cuantitativo.

El método de CONREVIAl, define el tipo de falla y su severidad, en un área que se encuentra en el entorno a donde ejecuta también la evaluación estructural. Sin embargo el método propuesto en la USACE, el cual determina el Índice de la Condición del Pavimento (PCI), determina el tipo de falla, su magnitud, su severidad y además la densidad con respecto al área evaluada.

2.5 Evaluación estructural

Las evaluaciones estructurales del tipo no destructivo, mediante la aplicación de la Viga Benkelman, eran obsoletos en los años noventa, pero se debieron emplear porque la adquisición de un equipo más moderno demandaba una inversión de más de cien mil dólares.

Las recomendaciones para la aplicación de este equipo se basa en métodos empíricos que a partir de dos lecturas de deflexiones distanciadas en 0.25 m, se puede establecer la parábola de deformación del pavimento y por lo tanto asociarlo a un círculo inscrito evaluado a partir de su radio curvatura. Finalmente las soluciones se establecen a partir de la comparación de radios y deflexiones, las mismas que arriesgan alternativas para la solución definitiva.

A partir de la segunda mitad de los años ochenta y luego de trabajos realizados por la asociación Louis Berger y Lagesa, se introdujo la evaluación de pavimentos mediante métodos matemático basados en modelos elásticos y para lo cual se requiere de más de dos lecturas de deflexiones. Un detalle importante es el algoritmo incoherente que presenta para determinar el valor de CBR y por lo tanto también un diseño inadecuado.

Para ambos casos las deflexiones sólo pueden aportar sectores de comportamientos estructurales homogéneos, pero no podrá emplear sus valores numéricos, como insumos para lograr un diseño de estructura de pavimento; inclusive es útil para el sectorizado de las vías que permitan diseños parciales en una misma carretera.

2.6 Diseños de pavimentos

Los trabajos de diseño de pavimentos van más allá de los establecidos por la metodología en el campo profesional. Estos diseños deben estar ajustados a realidades y problema que sólo el profesional puede determinar en las diferentes etapas del desarrollo del estudio. En cada caso el profesional debe sensibilizarse con lo que encuentra en cada zona evaluada. No todas son iguales y pueden presentar resultados variados.

Se pueden emplear métodos propuestos por la AASHTO o por el Instituto de Asfalto. El método AASHTO es el más difundido y a pesar de los avances logrados, se estima que el correspondiente al año 93, mantiene vigencia aún, por lo menos hasta que se logre mejores avances con el AASHTO 2002, aún en revisión.

Como alternativa de diseño se cuenta con las recomendaciones del Instituto del Asfalto, el mismo que mejoró sus gráficos de espesores de estructuras, al insertar el parámetro de temperatura, acortando la diferencia de resultados con el método AASHTO.

La determinación del número estructural con programas de cómputo permiten una rápida evaluación en el diseño. Lo importante radica en determinar los espesores correctos de las diferentes capas que proporciona la estructura final y además la forma como se relacionará con el terreno de cimentación.

Se pueden emplear, procesos de medición de deflexiones con la Viga Benkelman, para diseñar por el método de CONREVIAl y/o modelo de HOGG, pero nada será provechoso si no se mantiene un constante análisis de resultados con fines de rehabilitación de los pavimentos que permita ser proactivo para una gerencia de pavimentos a nivel red.

2.7 Impacto ambiental

Los trabajos en carretera de penetración están condicionados a la realización de los estudios de impacto ambiental, esto a raíz del préstamo efectuado por el Banco Mundial que condicionaba a todos los estudios. En el año 93, se realizó cuatro Estudios de Impacto Ambiental (EIA)¹¹, como modelo de los trabajos que vendrían después y a los cuales se les exigiría que este capítulo sea incluido en los trabajos integrales. Esta etapa ha generado una nueva especialidad que alberga a profesionales multidisciplinarios. Inicialmente estos trabajos se realizaron con un grupo de consultores formados por un geotecnista, un forestal y un socio economista; esto indica que los trabajos de realizar un EIA, no pueden recaer en un solo profesional y es más haber un especialista en EIA sin haber definido claramente su afiliación.

Los trabajos deben estar orientados específicamente en identificar y priorizar los problemas ambientales relacionados básicamente con la estabilidad de taludes y la erosión, para de esta manera determinar las medidas de mitigación correspondiente.¹²

¹¹ Cfr.: Gutiérrez, W., Chávez, A., Ríos, J.; EIA para el BM, 1993

¹² Cfr.: Libro de Evaluación Ambiental del BM

CAPÍTULO III.- MARCO TEÓRICO

El esquema de estudio de pavimentos asfálticos, presenta tres líneas bases, que se requieren para afrontar problemas en la red vial nacional: construcción, rehabilitación y mantenimiento.

La *Construcción* de una nueva estructura demanda trabajos relacionados a la exploración de campo, ensayos de laboratorio y luego mediante la integración de la información recopilada se realiza el análisis y diseño correspondiente del pavimento.

La línea base correspondiente a la *Rehabilitación*, demanda trabajos como evaluación de la estructura existente que permite establecer el estado situacional del pavimento, ya sea del punto de vista superficial como estructural. Esta evaluación se realiza mediante métodos que actualmente son recomendados por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). Con la información recopilada y procesada se realiza el análisis para obtener los parámetros o insumos de diseño, de tal manera de aumentar el tiempo de vida útil del pavimento.

Cuando los trabajos proyectados, en la etapa de rehabilitación, son ejecutados, se presenta una nueva línea base orientada a establecer actividades estratégicas de *Mantenimiento* basado en la proyección de formaciones de fallas.

La figura 3.1 presenta las líneas bases mencionadas de donde se desprenden métodos aplicados y que se indican mediante siglas que corresponden a las metodologías que actualmente sugiere el MTC y otras propuestas para el presente trabajo.

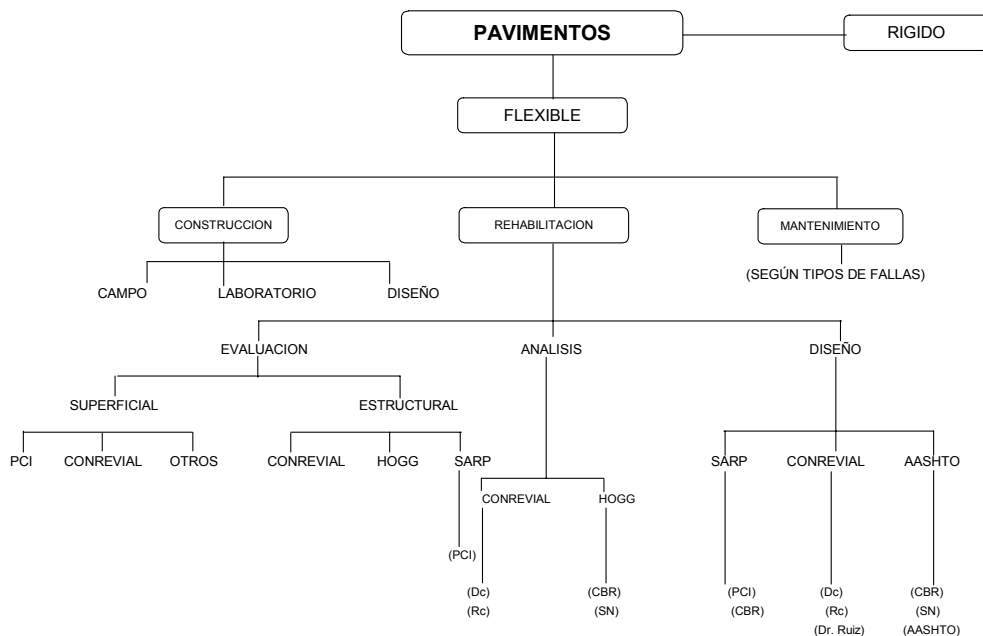


Figura 3.1. Líneas bases para la modelación geotécnica del pavimento flexible. (e.p.)

Los trabajos en las etapas de construcción o mantenimiento se interpretan con menor complejidad que los casos o situaciones para realizar proyectos de rehabilitación, ya que éste último no define una única solución. Los trabajos con fines de rehabilitación, emplea una metodología tradicional, casi en un 80% del desarrollo total del proyecto. El 20% restante es aportado por la experiencia del proyectista de una manera creativa.

Para establecer el marco teórico, se tendrá en cuenta aquellos métodos o metodologías definidas y aplicadas tradicionalmente en los trabajos de la red vial.

3.1 Evaluación superficial

Los trabajos de evaluación superficial, no se orientan a trabajos tomados con ligereza, por el contrario los resultados obtenidos esconden una información potencial como: la información sobre el estado situacional de la vía, el inferir sobre las posibles causas de los problemas suscitados y el definir la posible solución, tal como se explica más adelante.

Los diseños de la estructura de un pavimento, dependen de diferentes factores que sirven de insumos para determinar el número estructural. Uno de estos parámetros corresponde al tiempo de diseño que se desea que el pavimento brinde el servicio. Los logros de los objetivos se alcanzan siempre y cuando exista un plan de mantenimiento.

Durante este tiempo se deben realizar los trabajos de mantenimiento correspondientes para que la estructura de pavimento alcance el tiempo para el cual ha sido diseñado.

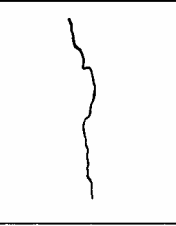
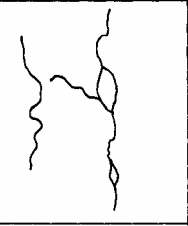
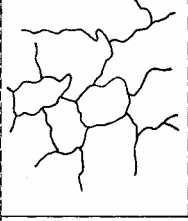
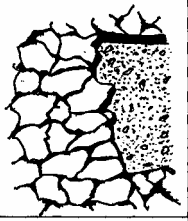
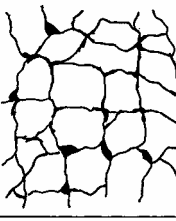
3.1.1 Metodología CONREVIAL

El Consorcio de Rehabilitación Vial (CONREVIAL), presenta una metodología que realiza evaluaciones tanto superficiales como estructurales. Para el primer caso, se basa en un catálogo de fallas del tipo fisuras, que se relevan en un área restringida de la superficie de rodadura y en el entorno al lugar de evaluación estructural¹³. Debido a que las medidas de deflexiones se realizan equidistantes, mínimo tres por kilómetro, las fallas a relevar corresponderán a un sector comprendido 30 m, adelante y 30 m, atrás del punto de evaluación estructural, perdiendo precisión.

La figura 3.2, presenta el catálogo de fallas empleado por el método. Las fallas encontradas en la superficie de rodadura, asocia un número con una letra. El número indica el tipo de falla y la letra indicará la magnitud; así una fisura “2E” corresponde a una fisura longitudinal de magnitud escasa, mientras que una “8S” corresponde a una fisura tipo “piel de cocodrilo” de magnitud severa.

¹³ Cfr.: CONREVIAL

CATALOGO DE FALLAS DE PAVIMENTO
FISURACION
ESTUDIO DE REHABILITACION DE CARRETERAS CONREVIAT
Adaptación : Wilfredo Gutiérrez Lázares

FIGURA TIPO		
DESCRIPCION	FISURA FORMADA EN UNA SOLA LINEA, GENERALMENTE LONGITUDINAL Y AISLADA CON TENDENCIA A RAMIFICARSE	FISURA RAMIFICADA CON TENDENCIA A FORMAR UNA MALLA GENERALIZADA EN SECTORES DE PAVIMENTO
COEF. ASOCIADO	2	4
		
		
6	8	10
FISURA EN FORMA DE MALLA QUE ABARCA UNA SUPERFICIE MAS AMPLIA DE PAVIMENTO Y CON TENDENCIA A FORMAR LA PIEL DE COCODRILO	FISURA GENERALIZADA EN FORMA DE MALLA CERRADA DE ATECULADO MAS CHICO FORMANDO LA LLAMADA "PIEL DE COCODRILO" DESPRENDIMIENTO DE MATERIAL EN CORRESPONDENCIA CON ALGUNAS FISURAS	FISURA TOTALMENTE GENERALIZADA CON DESPRENDIMIENTO DE PANES DE MATERIAL Y FORMANDO SACHE

NOTA.- LA MAGNITUD DE LAS FISURAS SE DEFINEN COMO : E = ESCASO; M = MODERADO y S = SEVERO (Ej. 2E, 6M, 8S)

Figura 3.2. Adecuación del catálogo de fallas sugeridos por CONREVIAT

Si las medidas se realizan en número de tres como mínimo por kilómetro, la información que se deja de relevar supera largamente a las áreas evaluadas. Un detalle adicional se aprecia cuando las fallas identificadas son registradas en los formatos de evaluación, sin considerar que en ningún caso se menciona el área afectada. Si las fallas no se logran medir, entonces no se podrá determinar el presupuesto de obra con la precisión que exigen estos proyectos de rehabilitación. Además se debe considerar que los especialistas en los metrados, costos y presupuestos, en la mayoría de los casos no llegan a visitar la zona del proyecto y por el contrario se basa en los datos informados por el especialista de campo.

En este método se suman dos deficiencias, aquella en la cual se deja un gran área sin evaluar y aquella que no logra definirse el metrado; por lo tanto los resultados del relevamiento de fallas no son confiables y los costos de mantenimiento y presupuesto de obra se verán afectados por adicionales, que pueden hasta llegar a la Contraloría General de la República (CGR), por exceder los porcentajes permisibles.

3.1.2 Índice de condición del pavimento - PCI

El Índice de Condición del Pavimento (PCI)¹⁴, se basa en un catálogo de fallas compuesto por 19 tipos diferentes de fallas, que puede establecer mejores valores de evaluación. Las recomendaciones del PCI indican que luego del reconocimiento de la

¹⁴ Cfr.: Jugo Burguera

carretera a evaluar se determine un sector representativo del cual se elegirá 100 m, el mismo que será exhaustivamente evaluado para determinar sus fallas y densidad. En este caso el método registra el tipo de falla y el área afectada.

El método del PCI, fue desarrollado por M.Y. Shahin y S.D. Khon y publicado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos en el Reporte Técnico M-268 (1978) para su primera versión, actualizado en TM5-623. Permite evaluar la condición estructural y de la superficie (operacional) de una sección de pavimento, para definir actividades de mantenimiento y reparación. Además determina el comportamiento de la estructura mediante evaluación continua del PCI, a lo largo del tiempo, mediante la ecuación:

$$PCI = 100 - \left[\sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^{mi} VD (Ti, Sj, Dij) \right] * F$$

Donde el grado de deterioro o valor de deducción de un pavimento es función del tipo de falla encontrada (T), la severidad que esta falla presenta (S) y del área que ocupa en la superficie evaluada (D) expresado en porcentaje.

Una evaluación puede presentar “i” tipos de falla de “j” grado de severidad. De estas fallas podrán presentarse un total de “p” número de fallas en el pavimento analizado. Las fallas pueden presentar magnitud leve, moderada o severa y para ello “mi” será el grado de severidad para la falla “i”. Finalmente “F” corresponde a un factor de ajuste, en función a las fallas representativas que aportan a la degradación del pavimento.

El diagrama de flujo que se presenta en la figura 3.4, muestra esquemáticamente los pasos necesarios para determinar el PCI. El gráfico adjunto presenta la escala de valores asociados a un comportamiento del pavimento.

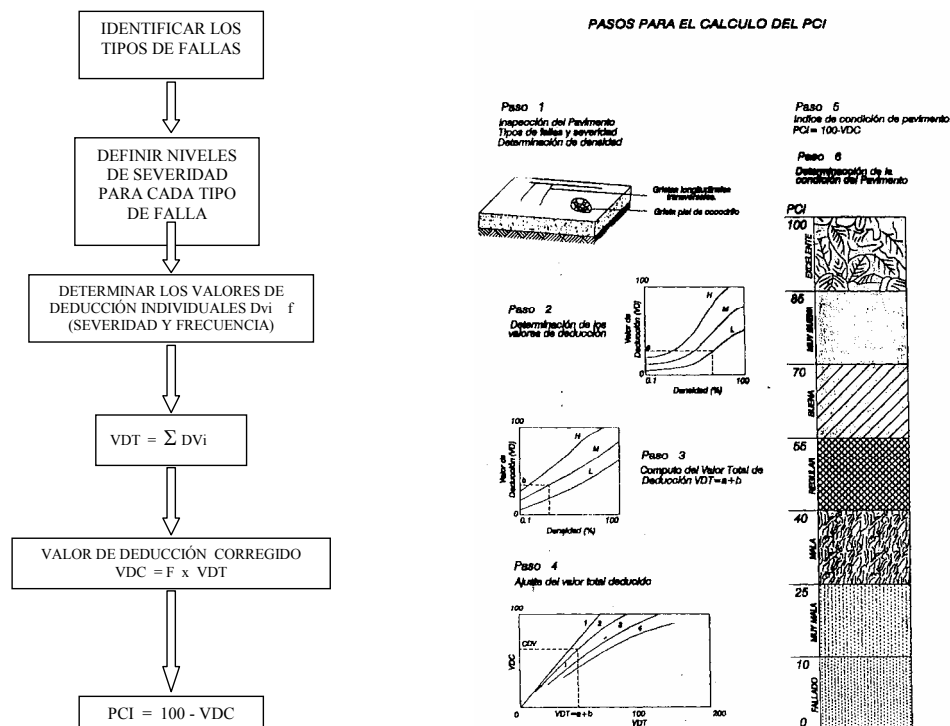


Figura 3.4. Diagrama de Flujo del Método del PCI

Existen dos procedimientos para realizar la inspección del pavimento. En ambos casos debe dividirse la sección del pavimento en unidades de áreas trabajables, pudiendo ser 225 m² cada una si el tamaño de trabajo lo permite.

El primer procedimiento requiere evaluar todas las unidades; el segundo, tan sólo una muestra escogida aleatoriamente.

Cada unidad es cuidadosamente inspeccionada y los datos referentes a cada tipo de falla son anotados en una planilla de evaluación.

La inspección de todas las unidades de una sección, resulta costosa y requiere algún tiempo y recursos. El método puede contemplar un plan de muestreo estadístico para determinar el PCI mediante la inspección de una muestra de la sección sin producir pérdida significativa de precisión. El número mínimo de unidades a ser evaluadas (n) se determina mediante la ecuación siguiente:

$$n = N \sigma^2 / (e^2 / 4(N - 1) + \sigma^2)$$

Donde:

- n : Número de unidades de muestras a evaluar.
- N : Número total de unidades de muestras en la sección (mínimo 5 unidades).
- e : Error permisible en determinación del PCI (recomendable 5 puntos del PCI).
- σ : Desviación estándar del PCI en las unidades de la sección. (asume 10)

La ecuación provee un 95% de confianza en que el PCI estará dentro de +/- "e" del valor real, cuando se emplea un número n de muestras. El valor mínimo de "N" es 5 unidades. Una vez determinado el número de unidades a ser evaluadas, éstas deben escogerse empleando uno de los dos procedimientos sugeridos por el método. Para el mismo ejemplo antes indicado, esto sería:

- Dividir el total de unidades, (100), en 7 grupos iguales o similares. En este caso 6 secciones de 14 unidades y una de 16, ó 5 de 14 y 2 de 15. Luego se escogen aleatoriamente 2 unidades de cada grupo para un total de 14. Igualmente pudieran formarse 14 grupos y escoger aleatoriamente una sección de cada grupo.
- El segundo procedimiento denominado "Sistemático" consiste en evaluar unidades uniformemente espaciadas, siempre que la primera sea escogida aleatoriamente. Por ejemplo, se escoge la primera unidad entre 1 y 7, digamos 5, y de esta forma se evalúan la 5, 12, 19, 26, etc., hasta completar las 14 sugeridas.

Existe una variedad de catálogos de fallas, propuestos por instituciones respetables, a lo cual se le asocia un sistema de evaluación. Para la determinación del valor del PCI, se desarrolla el método empleando el catálogo mostrado en la tabla 3.1, que muestra el número de falla, una breve descripción de la falla y la unidad empleada para el relevamiento. En este caso se deberá respetar la numeración asociada a la falla, que permitirá efectuar un proceso computarizado.

El relevamiento, registra información obtenida del campo y de la inspección visual. Estas características corresponden a:

- Tipos de Falla: Cada falla en el pavimento evaluado debe ser clasificada dentro de los distintos tipos de falla descritos en el método y según se muestra en el catálogo.
- Severidad de Falla: En vista de las variaciones de severidad que presentan los tipos de fallas, se han descrito los diferentes niveles contemplados en el método para cada una de ellas.
- Valor de Deducción: Estos valores (VD) son determinados en función del tipo de falla, su severidad y su densidad en el pavimento.

Tabla 3.1. Catálogo de fallas para el método del PCI

FALLA N°	DESCRIPCION	UNID.
1	Grieta piel de cocodrilo	m ²
2	Exudación de asfalto	m ²
3	Grietas de contracción (bloque)	m ²
4	Elevaciones – Hundimiento	m
5	Corrugaciones	m ²
6	Depresiones	m ²
7	Grietas de borde	m
8	Grietas de reflexión de juntas	m
9	Desnivel calzada – berma	m
10	Grietas longitudinal y transversal	m
11	Baches y zanjas reparadas	m ²
12	Agregados pulidos	m ²
13	Huecos	N°
14	Cruce de rieles *	m ²
15	Ahuellamiento	m ²
16	Deformación por empuje	m ²
17	Grietas de deslizamiento	m ²
18	Hinchamiento	m ²
19	Disgregación y desintegración	m ²

* Reemplazar por acceso de puentes, pontones y rejillas de drenaje

El valor del PCI de la sección del pavimento evaluado, se obtiene determinando el promedio de los valores de las unidades evaluadas. Los pasos a seguir para determinar el valor del PCI de cada unidad son:

- Determinar los datos correspondientes a cada tipo de falla (severidad y frecuencia) y su forma de medición.
- Determinar los valores de deducción (VD), para cada falla y severidad mediante las figuras que presenta el método.
- El valor total de deducción (VTD = Sumatoria de VD) es corregido para obtener VDC (Valor de deducción corregido).
- Finalmente el PCI = 100 – VDC

Estos modelos de fallas serán contrastados en la evaluación superficial y de esta manera determinar el estado total de la vía.

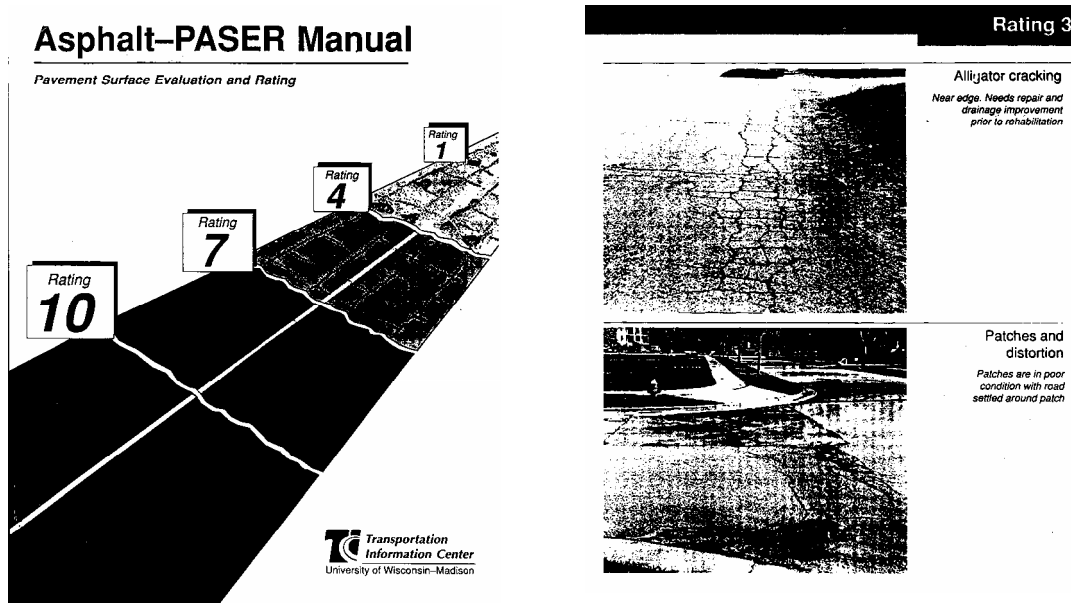
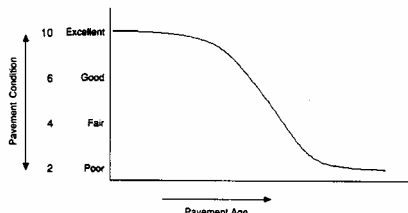


Figura 3.6. Formato empleado en el manual PASER y fallas tipos.

Como la mayoría de los catálogos, se establece una relación de degradación luego de evaluar los pavimentos, a lo cual se le asocia una actividad correctiva. La figura 3.7 muestra la curva de degradación a lo largo de los años, debido a las fallas que se presentan progresivamente. Se aprecia que la condición del pavimento decrece con el tiempo. Los rangos varían en forma decreciente y establecen una calidad para el pavimento que varía entre excelente y pobre. Además, se muestra los rangos y las actividades recomendadas para devolver a mejores condiciones.

Rating pavement surface condition

Using our understanding of surface distress, asphalt pavement surfaces can be evaluated and rated. The rating scale ranges between "1" (very poor condition) to "10" (excellent condition). Most pavements will deteriorate through the phases listed in the rating scale. The time it takes to go from an excellent (10) to a very poor condition (1) depends largely on the quality of the original construction and the amount of heavy traffic loading.



Once significant deterioration begins it is common to see pavements deteriorate rapidly. This is usually due to a combination of loading and the effects of additional moisture. As a pavement ages and additional cracking develops, more moisture can enter the pavement and accelerate the rate of deterioration.

Look at the photographs which follow and become familiar with the descriptions of the individual rating categories. To evaluate an individual pavement, first determine its general condition. Is it relatively new, toward the top end of the scale, or in very poor condition and at the bottom of the scale, or somewhere in between? Next, think generally about the appropriate maintenance method. Use the following categories:

Rating 9 & 10- no maintenance required

Rating 7 & 8- routine maintenance, cracksealing and minor patching

Rating 5 & 6- preservative treatments (sealcoating)

Rating 3 & 4- structural improvement and leveling (overlay or recycling)

Rating 1 & 2- reconstruct

Finally, review the individual pavement distress and select the appropriate surface rating.

Figura 3.7. Condición de la superficie y actividades de mantenimiento.

3.1.4 Propuesta del MTC

Basado en los tipos de fisuras que planteaba el catálogo de fallas de CONREVIAl, el MTC planteo la alternativa de emplear otras fallas como deformaciones, desintegraciones, entre otras, que permita realizar un relevamiento más completo de la superficie asfáltica.

La tabla 3.2, presenta las alternativas de fallas que se asocian a la magnitud. Se tipifican como escasa, moderadas y severas. En este caso se establece un valor para identificar las magnitudes, luego de determinar las fallas. A pesar de la amplitud de fallas propuestas, no se determina el metrado que se necesita para determinar el presupuesto de obras de mantenimiento.

Las fisuras que presenta la tabla, guarda correspondencia con el método de CONREVIAl donde cada dígito esta asociado a una forma de fisuramiento, con las características siguientes:

- 2 : Fisura formada en una sola línea
- 4 : Fisura ramificada con tendencia a formar una malla
- 6 : Fisura en forma de malla que no abarca todo el ancho del pavimento.
- 8 : Fisura en forma de malla que abarca todo el ancho del pavimento.
- 10 : Fisura totalmente generalizada con desprendimiento de paños de material y formación de baches.

Tabla 3.2. Rangos para definir magnitud de fallas

TIPO	FALLA	MAGNITUD		
		ESCASA (E)	MODERADO (M)	SEVERO (S)
DEFORMACIONES	AHUELLAMIENTOS (A) (medido con regla 1.20 m.)	< 6 mm	6 a 12 mm	> 12 mm
	HUNDIMIENTO (H)	Sólo depresión No hay fisuras	Depresión con fisura hasta tipo 6 ó desplazamiento en borde	Fisuración Tipo 8 ó más desplazamiento Borde, formación cordón
	DESPLAZAMIENTOS/ DESLIZAMIENTOS (D)			
	ONDULACIONES/ LEVANTAMIENTOS Velocidad 60 km/h.	No influyen en la marcha. Localizado en zonas críticas	Se aprecia al andar pero por carácter localizado no resulta molesto	Obliga a graduar velocidad, sumamente molesta.
FISURACIONES	LONGITUDINAL/ TRANSVERSAL (LT)	2 Muy finos, < 1 mm	2 Mayor ancho fisura, > 1 mm	2 con ancho fisura > 3mm.
	RAMIFICACIONES (R)	4 Muy finos, < 1 mm	4 Mayor ancho fisura, > 1 mm	4 con ancho fisura > 3mm.
	BLOQUES (B)	6 Bloque angular de tamaño > 15cm con ancho de fisura < 1 mm.	6 Bloque angular de tamaño < 15cm. Con ancho de fisura, > 1 mm	6 Bloque angular de tamaño < 15cm. Con ancho de fisura, > 3 mm
	PIEL DE COCODRILO (PC)	8 Bloque angular de tamaño > 15cm con ancho de fisura < de 1 mm.	8 Bloque angular de tamaño < 15cm. Con ancho de fisura, > 1 mm	8 Bloque angular de tamaño < 15cm. Con ancho de fisura, > 3 mm
	IDEM. CON DESINTEGRACION (PCD)	10 Gran degradación en bordes.	10 Pérdida de bloques	10 Hundimiento, tendencia o baches
DESINTEGRACIONES	PELADURAS DESINTEGRACION SUPERFICIAL (P)	Visible pero no afecta la marcha incipiente.	Marcha ruidosa	Sensación de gran desposte en marcha profundos
	BACHES (B)	Solo superficial Aislado	Superficiales pero formando equipos. Profundos aislados	Profundos, agrupados obligan a variar velocidad y eludirlos.
	DESINTEGRACION DE MEZCLA ASFALTICA (falta de adherencia) (D)	Separación de la mezcla en porciones	Separación de la mezcla en porciones menores de 10 cm.	Separación total de agregados.
	EXUDACIONES (E)	Aislado. Leve en huellas	Huellas bien diferenciadas	Extensivo en todo ancho calzado.
BERMAS	BERMAS DESCALZADAS (BD)	Resalto	Resalto riesgoso	Resalto muy riesgoso por erosión en bordes
	EROSIONADAS (E)	Superficie muy irregular	Marcada erosión en ambos bordes.	Inaceptables.

En trabajos realizados, para la rehabilitación de la carretera Panamericana Sur en el año 1991, se estableció el empleo de un relevamiento gráfico que proporcionaba una idea global del tramo evaluado. Sin embargo es importante reconocer que años después esta forma de representación pudo correlacionar una idea equivocada del deterioro, debido a que no se integra un porcentaje de participación de las fallas; es decir existiendo una sola falla puede afectar el 90% del área mientras que un grupo de fallas alcance una baja participación. La figura 3.8 muestra los gráficos mencionados en el cual se aprecian dibujos que representan a las fallas indicadas.

CLASIFICACION TIPO PRINCIPAL DE FALLA	DE NOMINACION DE LA MANIFESTACION	SIMBOLO
I. Deformaciones	1. Ahuellamiento	~
	2. Hundimiento (Compresión)	∩
	3. Desplazamientos	∩
	4. Deslizamientos	∩
	5. Ondulaciones	∩
II. Fisuras ó Agrietamientos	1. Fisi de secodrito	∩
	2. En bloque	∩
	3. Longitudinales	—
	4. Transversales	∩
	5. Reflejados	∩
	6. En arco	∩
III. Disgregaciones	1. Pedregos	∩
	2. Nidos de gallina	∩
	3. Desintegraciones totales.	∩
	4. Indentaciones	∩
	5. Pulimento superficial.	∩
IV. Exudación	1. De asfalto	∩
MANTENIMIENTO	1. Pechados o bacheo	∩
	2. Sello	∩

Figura 3.8. Catálogo gráfico de fallas en pavimentos.

3.1.5 Determinación del IRI y el PSI

La rugosidad del pavimento es el parámetro que relaciona la magnitud y frecuencia de sus irregularidades superficiales, con la comodidad de transitar sobre él. No tiene relación con la textura, apariencia o acabado superficial de la capa de rodadura sino más bien con las deformaciones que inciden en su perfil topográfico, como son las ondulaciones, los hundimientos, los ahuellamientos y los baches. Los fisuramientos tienen poca o ninguna incidencia en los resultados de rugosidad.

Los datos de rugosidad se obtienen mediante el uso de vehículos, en el cual se adapta equipos tanto simple como sofisticado. Las fotos 3.1, muestra el equipo Bump Integrator (BI), fabricado por Leonard Farnell & Co. Ltd. de Inglaterra. El instrumento registra los desplazamientos acumulados del eje respecto al “chasis” del vehículo, datos

que luego son correlacionados a la rugosidad superficial o irregularidad superficial del camino.



Foto 3.1. Equipo de medición de rugosidad Bump Integrator

El sistema está conformado por un vehículo liviano, donde el eje trasero está conectado al Bump Integrator, el cual acumula los movimientos del eje trasero a lo largo del viaje. Los datos son inmediatamente registrados por el contador de unidades BI, para su posterior análisis.

Debido a que el sistema registra todas las variaciones de cota que pudieran encontrarse en el perfil longitudinal, la medición de rugosidades está directamente relacionada con las irregularidades que se presentan en la superficie de rodadura. Esta rugosidad es el parámetro principal para determinar el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI) en la superficie de rodadura, expresando el deterioro de la vía.

De acuerdo a la AASHTO, la serviciabilidad es la capacidad de un pavimento que asegura una circulación suave, confortable y segura para el tráfico para el cual ha sido diseñado, por ello su apreciación depende del usuario, de las características propias del vehículo, de la velocidad de operación y de la condición del pavimento.

El estado superficial o transitabilidad según los valores del Índice de Rugosidad Internacional (IRI), a nivel de superficie de rodadura asfaltado clasifica el estado de la superficie de acuerdo a la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Estado superficial en función del IRI

IRI	ESTADO
< 3	Bueno
3 – 4	Regular
4 – 6	Malo
6 – 10	Pésimo

La determinación analítica de la rugosidad se ha efectuado utilizando la expresión aproximada establecida por Sayers, que relaciona la Rugosidad con el Índice de Serviciabilidad. Esta correlación se desarrolló usando los datos obtenidos en el Ensayo Internacional sobre Rugosidad de Caminos, realizado en Brasil en el año de 1982.

Se tiene así la expresión:

$$R = 5.5 \ln (5.0/PSI)$$

Donde:

R : Rugosidad en IRI (International Roughness Index en m/km)

PSI : Índice de Serviciabilidad.

La transitabilidad de la vía o la calificación de la calidad del servicio que brinda en un momento determinado, se evalúa en función de los valores de PSI calculados.

Para obtener la calibración del instrumento Bump Integrator, se ensayan diferentes tramos con el método Nivel-Mira. Esta metodología requiere como primer paso identificar por lo menos cinco a seis secciones de vía, con condiciones diferentes del pavimento, entre muy buena y asfaltada, hasta muy mala y sin asfalto. Las secciones deben tener entre 200 a 300 m de longitud. Se nivela cada 250 mm en las primeras seis secciones y cada 100 mm en la última sección. Luego se realizan recorridos, entre 3 y 10 repeticiones, sobre dichas secciones utilizando el vehículo donde se instaló el rugosímetro. Finalmente se procede a una labor computarizada de correlacionar las medidas obtenidas con el rugosímetro (BI), con los resultados de la nivelación topográfica de cada sección respectivamente, obteniéndose la ecuación de calibración siguiente:

$$IRI = 0.0258 (BI_{prom}) + 1.57$$

Los valores obtenidos permiten establecer parámetros estadísticos como la determinación del IRI máximo, IRI mínimo, IRI promedio, desviación estándar, coeficiente de variación.

3.2 Evaluación Estructural

Los trabajos de rehabilitación de carreteras, demandan evaluaciones del tipo no destructiva (END), las mismas que durante los últimos años se han desarrollado mediante el empleo de la Viga Benkelman. Esta Viga en algunos casos presenta un solo aguilon o brazo y en otros casos presenta dos de ellos. Se debe tener en cuenta aspectos de suma importancia como la relación de brazos de palanca de los aguilones y a la aproximación de lecturas de los diales empleados.

Con el transcurrir del tiempo se ha podido apreciar que los valores numéricos de deflexiones obtenidos en diferentes trabajos, no pueden ser empleados directamente en el diseño debido a la mala valoración de la estructura existente a través de estos ensayos. Especialmente cuando la evaluación está asociada al método elástico en el cual se emplea el modelo de Hogg, que evalúa el sistema compuesto por pavimento y subrasante, sin importar la composición de capas de la estructura del pavimento. Uno de los parámetros de diseño mal valorado, es el referido al valor de capacidad de soporte o California Bearing Ratio (CBR), determinado por su algoritmo.

Como es lógico una inadecuada determinación de los parámetros de diseño, refleja una estructura infradiseñada, requiriendo de trabajos de mantenimiento a temprana edad o por el contrario un sobre dimensionamiento de la estructura, haciendo antieconómica la obra.

Sin embargo se debe considerar que las evaluaciones deflectométricas, ayudan grandemente al proyectista porque permite, mediante un deflectograma el sectorizado de la vía de comportamiento homogéneo, pudiéndose adoptar una sola alternativa de solución por cada uno de los sectores determinados.

Los END empleando la Viga Benkelman, determina deformaciones del pavimento frente a las sollicitaciones de carga provenientes de un vehículo cargado. En el año 1983, durante los primeros trabajos de rehabilitación en el país, este equipo era considerado obsoleto para la toma de lecturas de deformaciones, pero equipos mas sofisticados demandaban costo por encima de los 100,000 dólares, tal es el caso del equipo Falling Weight Deflectometre (FWD) y que el MTC no podía adquirir en aquel entonces.

En los términos de referencia que presenta el MTC en sus concursos requieren de evaluaciones con estos equipos y metodologías. Tal vez las últimas convocatorias ya solicitan innovaciones entre los que se considera el equipo FWD, aunque ya en el año 2000, se utilizó para la carretera Piura – Paita y Piura – Sullana – Puente Macará.¹⁵ Cabe anotar que estas medidas dinámicas tuvieron que ser transformadas a estáticas, para satisfacer las exigencias del MTC.

La Viga Benkelman de brazo doble, fue utilizada desde el año 1981, mediante el método empírico, que considera dos puntos de deflexión distantes 25 cm, y con los cuales se puede establecer la parábola de la deformada. En esta deformada se inscribe un círculo cuyo radio de curvatura (R_c) representa una longitud ficticia y mediante la interpretación de este valor, la deflexión máxima en el origen (D_o) y la deflexión característica (D_c), se tipifica la respuesta en cinco casos. De estos casos, sólo uno indica que las deflexiones halladas pueden ser utilizadas para hallar los refuerzos a colocar. Los otros cuatro casos recomiendan el uso de métodos tradicionales, como el método AASHTO. Este proceso que demanda la recopilación de una gran cantidad de datos, puede verse desestimado al no cumplir las exigencias de los R_c , D_o y D_c . Un aspecto importante es tener en consideración el deflectograma con fines de sectorizar la carretera que se esta evaluando, e inclusive no se debe tomar en cuenta los valores numéricos obtenidos de la evaluación y por el contrario se debe tomar como curvas interactivas de las cuales se realizan las interpretaciones necesarias para dividir en sectores de comportamiento estructural homogéneo.

Se puede concluir que estos trabajos permiten establecer la respuesta de la estructura del pavimento frente a las sollicitaciones de cargas, los resultados proporcionados no son del todo confiables para los diseños. La deflectometría, por ejemplo permite detectar sectores de comportamiento homogéneo, logrando definir un diseño estructural para cada uno de estos sectores definidos. Sin embargo no se puede decir mucho sobre los valores de CBR hallados, a pesar que muchos de los diseñadores emplean indiscriminadamente estos valores, los CBR obtenidos cuentan con un algoritmo que proporciona valores bajos entre 5 y 15, los cuales corresponden a suelos arcillosos, limosos, arenas finas o una combinación de éstos.

¹⁵ Cfr.: BCEOM - OIST

Si la carretera evaluada se ubica en zonas de altiplanicie, ceja de Selva o Selva, entonces se puede concluir que los valores son representativos de las condiciones naturales de los suelos, por simple coincidencia. Por otro lado en las zonas de Sierra baja y Costa, se obtienen valores similares sin discriminar la zona en que se encuentre la vía evaluada, discrepando de la resistencia de los suelos; peor aún si se emplean estos valores como insumos para la determinación de la capa de refuerzo. Este problema se agudiza cuando se emplean programas de cómputo que procesa las deflexiones y calcula valores dependientes de los módulos de elasticidad. El deflectograma debe permitir sólo interpretar la homogeneidad estructural de la vía evaluada, haciendo muy limitado los alcances de las evaluaciones deflectométricas.

3.2.1 Deflectometría método empírico

Los trabajos de evaluar estructuralmente los pavimentos, están referidos a determinar las características mecánicas de las diferentes capas que conforman la estructura del pavimento y su comportamiento integral con respecto a los suelos de cimentación o sub rasante. Se diferencian dos tipos de ensayos, los no destructivos (END) y los destructivos (ED). Estos últimos, los más conocidos, corresponden a la ejecución de las calicatas en la plataforma para determinar espesores de las capas constituyentes de la estructura, así como de sus calidades mediante ensayos en el laboratorio.



Foto 3.2. Medición de Deflexiones con Viga Benkelman.

Los END empleados en el país en los últimos 20 años, se han ejecutado con el deflectógrafo tipo Viga Benkelman según el procedimiento canadiense Canadian-Goad Road Association (coincidente con el Instituto del Asfalto) que determina la deflexión elástica del pavimento. Este equipo determina deformaciones del pavimento frente a las solicitaciones de carga provenientes de un vehículo cargado. La foto 3.2 y la figura 3.9 muestran las ruedas duales de un eje trasero de un vehículo que transmite una carga de 8.2 toneladas y el equipo Viga Benkelman posicionado para efectuar las mediciones de deformaciones.

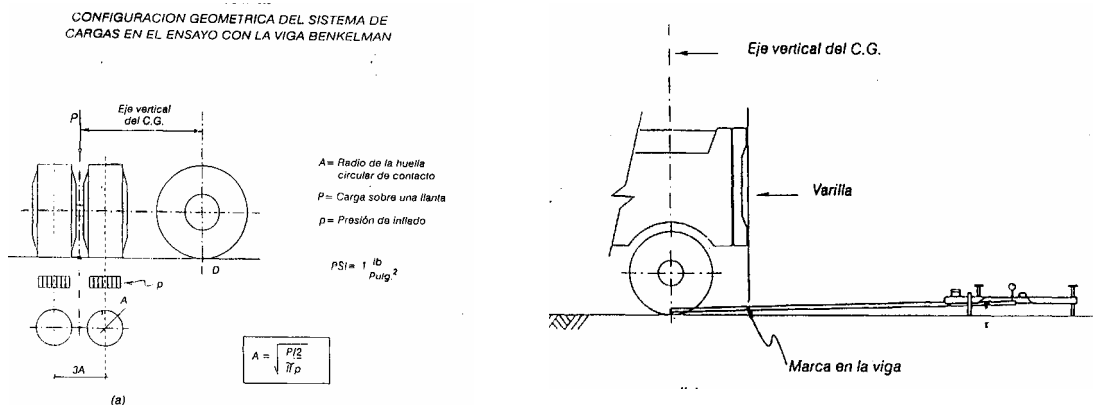


Figura 3.9. Esquema de la transmisión de carga y equipo medidor de deformaciones.

La Viga de brazo doble y su método empírico¹⁶, genera una deformada del tipo parábola. La figura 3.10 muestra la deformada y el círculo inscrito de radio de curvatura (Rc).

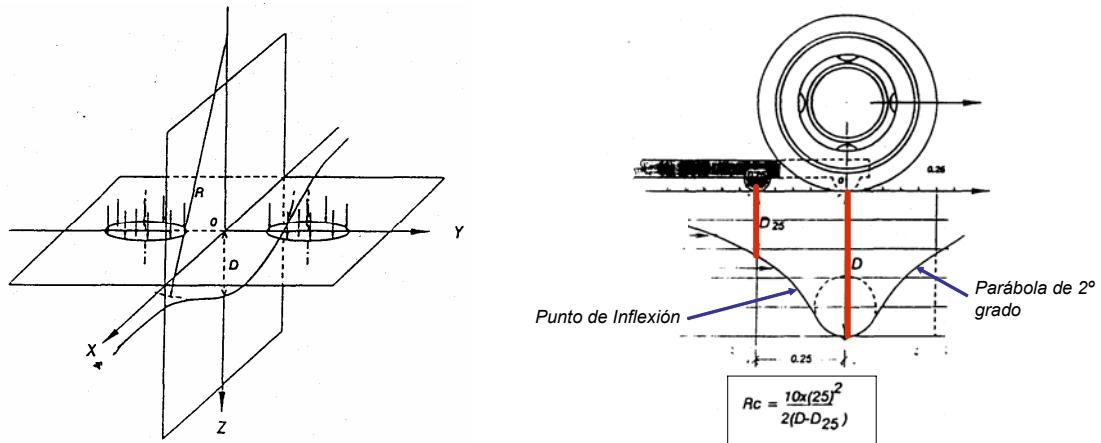


Figura 3.10. Deformada del pavimento y parámetros de comparación

Para los modelos matemáticos, la interpretación de deflexiones que se integran para definir la deformada de la superficie del pavimento, se realiza con una viga Benkelman de brazo simple, de la cual se registran cinco lecturas en el dial de deformación para una sola estación¹⁷. Los valores se integran atendiendo modelos matemáticos de Hogg. Se establecen módulos de elasticidad de la parte estructural del pavimento y del material de subrasante. Las comparaciones se efectúan hasta llegar a especular la capacidad de soporte de la subrasante o determinar el valor de CBR.

Las deflexiones determinadas, deben ser corregidas por temperatura que presente la carpeta asfáltica. Esta corrección permite llevar al estándar de 20°C, las deflexiones efectuadas a otras temperaturas. La dirección de vías de Argentina, propone:

$$D_{20} = D_t / k (t - 20^\circ) e + 1$$

Donde:

D_{20} : Deflexión corregida, a la temperatura estándar de 20° C (1/100 mm).

D_t : Deflexión medida a la temperatura t (1/100 mm).

k : 1×10^{-3} ; constante para capas granulares (1/ cm°C)

t : Temperatura de la carpeta asfáltica del pavimento (°C).

e : Espesor de la carpeta asfáltica (cm).

La recolección de datos se efectúa de manera ordenada y en ubicaciones equidistantes a lo largo de un carril. Sabiendo que la evaluación debe abarcar ambos carriles es conveniente que las mediciones del otro carril se realicen desfasadas en la mitad de la longitud propuesta. De esta manera se habrá registrado mayor información en secciones más próximas. La figura 3.11 presenta los formatos de recolección de datos, en donde

¹⁶ Cfr.: CONREVAL

¹⁷ Cfr.: Berger - Lagesa

además de registrar las lecturas de deflexiones, se ha tomado lecturas de las fisuras, espesor de la carpeta asfáltica, ahuellamiento y observaciones de apoyo para la interpretación final.

Además, se presenta salida del programa de procesamiento de datos en la cual se determinan las deflexiones corregidas y los radios de curvatura. Es importante notar la escala de color innovada tipo semáforo colocada en el extremo de la salida de datos procesados, correlacionando los resultados de radios de curvatura y los rangos de variación de éstos, para fines de sectorizado o interpretación estructural. Los resultados de Rc comprendidos entre 300 m y 800 m, presentan color verde; mientras que valores menores de 300 m, de color amarillo y mayores de 800 m, de color rojo.

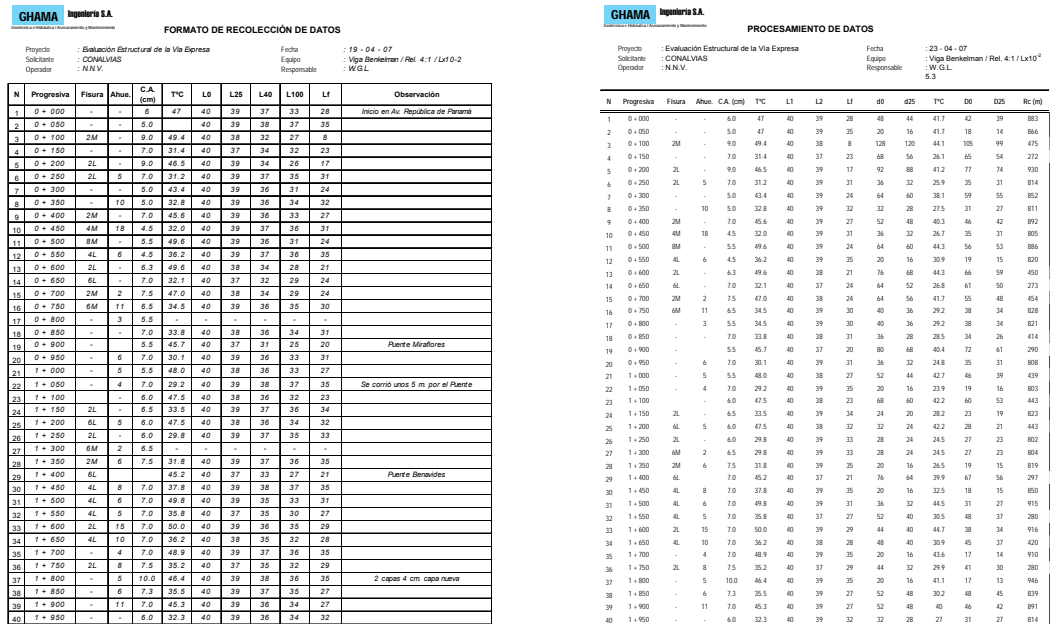


Figura 3.11. Recolección y procesamiento de datos. (e.p.)

Los resultados de deflexiones y radios de curvatura permiten determinar sectores de comportamiento estructural homogéneo. La figura 3.12 muestra el deflectograma resultante de graficar las deflexiones máximas obtenidas en cada estación evaluada. La homogeneidad de la gráfica evaluada a partir de la amplitud alcanzada permite determinar sectores de comportamiento similar y de esta manera sectorizar el tramo.

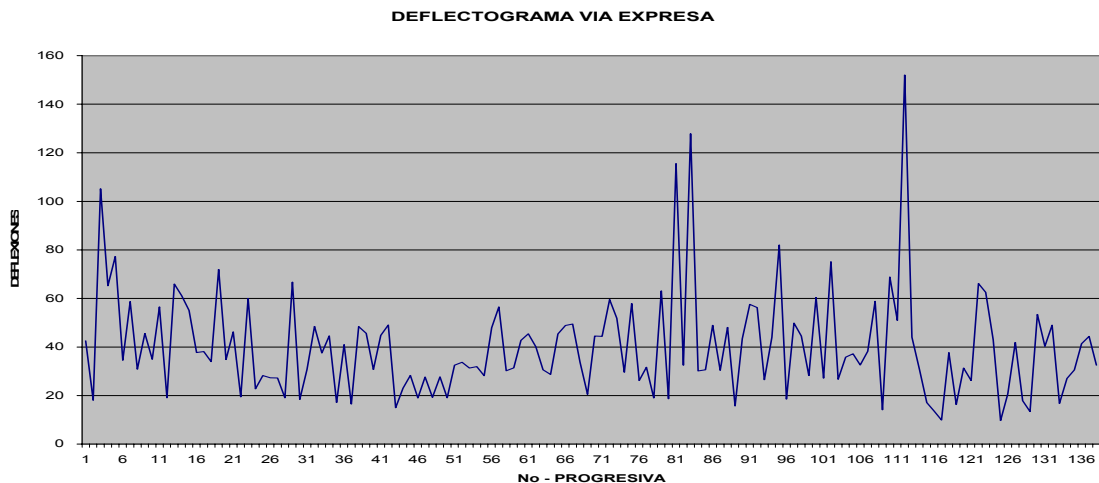


Figura 3.12. Deflectograma para evaluar el estado estructural de la vía. (e.p.)

3.2.2 Deflectometría método elástico

La evaluación estructural de la subrasante está basada en el análisis de las curvas de deflexiones medidas, utilizando para ello modelos matemáticos y la teoría de la elasticidad. Se basa en que la deflexión máxima es un indicador de la capacidad de soporte del suelo de fundación. Además la curvatura que adopta la subrasante, reflejada en el radio de curvatura o longitud de curva, es un indicador de la calidad y resistencia de la subrasante.

La base matemática para la evaluación estructural, la constituye el modelo bicapa elasto-lineal conocido como el modelo de Hogg, que es el instrumento teórico usado para la interpretación de las curvas de deflexiones.

El procedimiento de interpretación consiste básicamente en comparar las curvas de deflexiones medidas, con las curvas de deflexiones teóricas obtenidas “cargando” el modelo de Hogg con la misma configuración y magnitud de carga utilizada en los ensayos de campo. La comparación se establece a través del valor de la deflexión máxima y un parámetro asociado a la longitud de la curva, denominada longitud elástica.

El análisis de las curvas de deflexiones se efectúa mediante un procedimiento computarizado, utilizando un software que emplea algoritmos matemáticos desarrollados para dar solución numérica a las formulaciones teóricas rigurosas del modelo de Hogg.

El software empleado se basa en la versión original del programa de cómputo elaborado por el Transportation Research Institute (Technion, Israel) y presentado en la Cuarta Conferencia Internacional en Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos, realizada en Ann Arbor, Michigan, en 1977; y de los programas REHA.DAT y REHA.PRO, preparado el año 1985 para el MTC y hecho para una calculadora portátil Sharp-1500 y luego para un computador personal (A. García y W. Gutiérrez).

Los datos de entrada para ejecución del programa de análisis son:

- Carga de ensayos (P) (4,100 kg.)
- Presión de inflado (80 psi)
- Espesor total de la subrasante (50 cm., 40 cm., y 30 cm.)
- Distancia radial que corresponde a las deflexiones adicionales medidas (R1, R2,.. Rn)
- Profundidad del estrato rígido en el modelo de Hogg (H/LO) = 10
- Factor para el cálculo del CBR (110) en función de la calidad del suelo.
- Deflexiones máxima y adicionales (DO, DR1, DR2,...DRn).

Los resultados que se obtienen del procesamiento de datos son:

- Radio de curvatura (Rc)
- Módulo de elasticidad de la subrasante (E0).
- Capacidad de soporte de la subrasante (CBR).

3.2.3 Análisis estadístico de los resultados

Los datos recopilados en la evaluación deflectométrica, se procesan estadísticamente considerando la distribución normal, de acuerdo a la ley de Gauss. Luego se podrá determinar la deflexión media (\bar{D}), desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación (C_v), para “n” determinaciones, mediante las expresiones siguientes:

$$\bar{D} = \frac{\sum_{i=1}^n D_i}{n} \qquad \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_i - \bar{D})^2}{(n-1)^*}} \qquad C_v = \frac{\sigma}{\bar{D}} \times 100$$

(* n para n > 30)

La σ corresponde a la distorsión de resultados que posean el mismo valor medio \bar{D} , de deflexión. El valor C_v indica un mayor o menor grado de dispersión, aún para un distinto valor medio. Para realizar el diseño del refuerzo, la deflexión característica representa mejor a una determinada sección, mediante la expresión:

$$D_c = \bar{D} + t \cdot \sigma$$

Tal como muestra la tabla 3.4, el valor de “t” corresponde a un porcentaje del área total con probabilidad de presentar deflexiones superiores a la deflexión característica D_c .

Se aprecia los valores de “t” en cada probabilidad evaluada. En el diseño de un refuerzo, el espesor deberá ser tal que sólo una pequeña área resulte infradiseñada. Luego “t” es una decisión técnica y económica, que dependerá del número de determinaciones, grado de confiabilidad, relación entre costos de mantenimiento y rehabilitación (M&R), variabilidad de capacidad estructural o constructiva, del tráfico, de la ubicación e importancia de la carretera, entre otras.

Tabla 3.4. Valor de “t” y probabilidad de ocurrencia de $D > D_c$

Valor diseño	D_c	Área $D > D_c$ %
50	\bar{D}	50
75	$\bar{D} + 0.674\sigma$	25
85	$\bar{D} + \sigma$	15
90	$\bar{D} + 1.3\sigma$	10
95	$\bar{D} + 1.645\sigma$	5
98	$\bar{D} + 2\sigma$	2
99	$\bar{D} + 2.33\sigma$	1
99.9	$\bar{D} + 3\sigma$	0.1

En la División de Carreteras de California se considera trabajar con el 80% percentil, mientras que el Instituto del Asfalto y Canadá recomiendan usar el 98%, a lo cual le corresponde una D_c igual a $(D+2\sigma)$.

El método CONREVIAl adopta un valor de D_c igual a $(D+1.645\sigma)$ que corresponde al 95% de probabilidad de diseño, superada sólo por el 5% de las determinaciones efectuadas.

Otro valor importante es la deflexión admisible. Esta deflexión corresponde a aquella que alcanzará el pavimento al final del tiempo de diseño. Por lo tanto esta deflexión se calcula considerando la sollicitación de cargas para ese tiempo de diseño, representado en el valor “N” de ejes equivalentes acumulados hasta el último día de servicio. Luego la expresión será:

$$N = \frac{1,15}{D^4} \quad \text{o también,} \quad D_{adm} = \sqrt[4]{\frac{1,15}{N}}$$

Donde:

N : Número de ejes estándares equivalentes de 8,2 toneladas acumuladas en el período de diseño.

D : Deflexión característica admisible (inicial) en mm.

Los valores de N resultan del estudio de tránsito, lo cual integra conteos de vehículos, campaña de pesaje de los vehículos pesados para la determinación del coeficiente de agresividad o factores destructivos y varias tasas de crecimiento anual del tránsito.

Los valores calculados de R_c , D_c , \bar{D} y la D_{adm} , se contrastan con la tabla 3.5, que presenta las recomendaciones a tener en cuenta para el diseño del refuerzo.

Tabla 3.5. Análisis combinado de los resultados de evaluación

DEFLECTOMETRIA	ESTADO VISUAL	ESTADO ESTRUCTURA	RECOMENDACIÓN
<p>La deflexión característica es superior a la admisible. Los radios de curvatura son elevados o aceptables (en relación a la estructura).</p> <p>$D_c > D_{adm} + R_c$</p>	No hay fallas de origen estructural.	<p>Estructura infradiseñada, pero la capacidad portante de las capas decrece en profundidad. (No existe capa débil inmediatamente debajo capa asfáltica.</p>	<p>Examinar fecha y tipo de las últimas obras ejecutadas, para justificar estado del pavimento.</p> <p>1° CASO</p>
	Hay fallas de origen estructural generalizadas.		<p>Hay acuerdo entre todas las variables.</p> <p>a) <u>Las deflexiones son empleadas para el cálculo de refuerzo.</u></p> <p>b) Para deflexiones muy fuertes analizar económicamente reconstrucción. Verificar refuerzo con métodos diseño.</p> <p>2° CASO</p>
<p>La deflexión característica es superior a la admisible. Los radios de curvatura son pequeños (aún para deflexiones reducidas).</p> <p>$D_c > D_a - R_c$</p>		<p>Existe una capa débil inmediatamente debajo de las capas asfálticas (Relación entre módulos de elasticidad < 1).</p>	<p>Se trata de neutralizar el efecto de la capa que falla, ya sea por reconstrucción parcial, o refuerzo. <u>No es conveniente emplear la deflexión ya que puede no ser representativa.</u></p> <p>3° CASO</p>
<p>La deflexión característica es inferior a la admisible. Los radios de curvatura son reducidos.</p> <p>$D_c < D_a - R_c$</p>	Hay fallas de origen estructural por fatiga (Fisuras tipo piel de cocodrilo).	<p>Existe una capa débil inmediatamente debajo de las capas asfálticas.</p>	<p>Analizar fecha de mediciones y tipo estructura. Neutralizar el efecto de la capa débil (reconstrucción o refuerzo). <u>De ninguna manera se pueden considerar las deflexiones para el proyecto;</u> emplear métodos de diseño.</p> <p>3° CASO</p>
<p>La deflexión característica es inferior a la admisible.</p> <p>$D_c < D_a$</p>	Hay fallas de origen estructural: deformaciones permanentes de la fundación.	<p>Estructura degradada no adecuada para la fundación.</p>	<p>Evaluar aporte estructural de la calzada existente (reconstrucción o refuerzo). <u>La deflexión no es representativa.</u></p> <p>4° CASO</p>
	No hay fallas de origen estructural.	<p>Estructura bien diseñada.</p>	<p>Corregir fallas de origen superficial, las soluciones dependerán de los defectos observados y sus causas. Mejora superficial.</p> <p>5° CASO</p>

Sabiendo que para la determinación de los espesores de refuerzo, se utiliza el método de reducción de las deflexiones con varias fórmulas que propone el documento CONREVIAl, se puede indicar que este método se basa sobre la reducción de la elongación vertical sobre la subrasante provista por una capa adicional de carpeta asfáltica de espesor “h”. Ella sola es utilizable, si esta elongación es representativa del modo de ruptura del pavimento y de su daño, es decir, solamente en el caso de pavimentos flexibles con pocos espesores de carpeta asfáltica que continúan flexibles después del refuerzo. Es el caso de la mayoría de las carreteras en su primera rehabilitación.

Para el cálculo del espesor de refuerzo, en los casos 1° y 2°, se emplea la Fórmula de Ruiz (Argentina), cuya expresión es:

$$h = \frac{R}{0.434} \log \frac{D_o}{D_h}$$

Donde:

- h : Espesor de refuerzo (cm).
- D_o : Deflexión característica antes del refuerzo (1/100 mm).
- D_h : Deflexión característica luego del refuerzo (1/100mm); (D_{adm} de diseño)
- R : Coeficiente con dimensiones de un espesor.

Estos espesores se determinarán con la fórmula ya mencionada, utilizando 18 como valor del coeficiente R recomendado por CONREVIAl para los espesores de refuerzo del orden de 5 y las deflexiones vecinas de 0,70 mm; como se conocen las deflexiones características, faltará encontrar las deflexiones admisibles.

El valor de “R”, mostrado en la tabla 3.6, expresa la capacidad del material de refuerzo para reducir la deflexión del pavimento subyacente. Depende del material de refuerzo y de la rigidez relativa entre pavimento existente – refuerzo. Se sugiere su determinación experimental.

Tabla 3.6. Valores recomendados para R

		Espesor de refuerzo “h” (en cm)			
		5	10	15	20
Deflexión Característica antes del refuerzo (1/100mm)	50	20	21.5	(23)	(24.5)
	70	18	19.5	21	22.5
	90	17	18.0	19.5	21.0
	120	15	16.5	18.0	19.5
	150	13.5	15.0	16.5	18.0
	170	13.0	14.5	16.0	17.5
	200	12.0	13.5	15.0	16.5

Para los casos 3° y 4°, se emplearán métodos racionales para diseño de pavimentos, como por ejemplo el método AASHTO. La fórmula general se menciona posteriormente, sin embargo la ecuación de diseño de espesores se muestra a continuación:

$$SN = \sum_{i=1}^n a_i d_i$$

Donde:

SN : Número estructural de diseño.

a_i : Coeficiente de transformación de espesor, para la capa i

d_i : Espesor de la capa i .

La expresión corresponde a la condición más general y donde los factores de drenaje $m_2=m_3$ son iguales a la unidad.

3.2.4 Correlación de deflexiones FWD y Viga Benkelman

Una de las primeras aplicaciones se realizó en la carretera Piura – Paita y Piura – Sullana – Pte. Macará. La toma de deflexiones en la totalidad de la carretera, se efectuó con el FWD y se contrastó con medidas en cortas longitudes efectuadas con la Viga Benkelman (VB), que permitieron transformar las deflexiones con el FWD, a deflexiones con VB y continuar el cálculo con el método CONREVIAl.

Es deseable disponer de más valores equivalentes de VB, para analizar datos de la experiencia ya adquirida en Perú con la viga Benkelman, cuyo documento CONREVIAl presenta la síntesis. Con el proyecto Sistema de Gestión de Carreteras, se hizo correlaciones entre las medidas FWD y Benkelman, obteniéndose los resultados mostrados en la figura 3.13 y donde se puede apreciar la tendencia de sus valores.

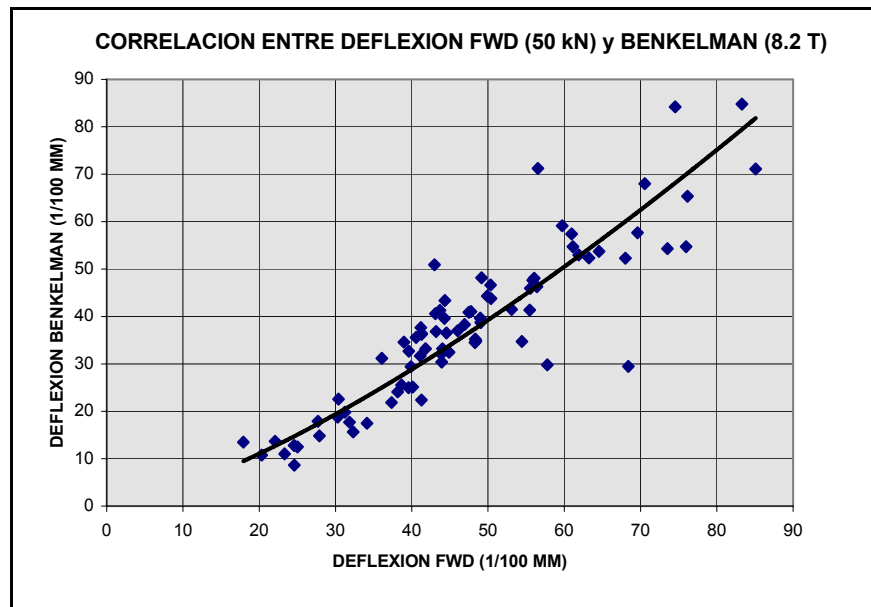


Figura 3.13. Correlación entre ensayos de deflexiones FWD y VB.

El gráfico muestra una correlación entre los dos tipos de ensayos, según la fórmula:

$$\text{Log}_{10}(\text{Def}_{VB}) = 1.381667121 * \text{Log}_{10}(\text{Def}_{FWD}) - 0.753588955$$

Donde:

Def_{VB} : Deflexión con Viga Benkelman (8.2 tn) ajustada a 20°C

Def_{FWD} : Deflexión FWD (50 kN) ajustada a 20° C.

La fórmula, utilizada para convertir las deflexiones FWD en deflexiones VB puede escribirse:

$$\text{Def}_{VB} = 0.176 * (\text{Def}_{FWD})^{1.382}$$

Sobre los deflectogramas es posible definir visualmente tramos homogéneos que son zonas que presentan valores de deflexión que pertenecen estadísticamente a la misma población de valores interpretado como comportamiento estructural homogéneo.

3.2.5 Diseño por el método AASHTO

En lo que respecta al método AASHTO, se toma la información proveniente de la Guide for Design of Pavement Structures, edición 1993, que se basa en el valor de Mr (correlación con C.B.R.) de la subrasante y número de ejes estándar anticipado, para determinar el número estructural de diseño (SN). Este método proporciona una expresión analítica que para efectos de cálculos computarizados la solución matemática es sumamente útil. La evolución del método, establece las complementaciones siguientes:

- Se introduce el coeficiente de drenaje como parámetro de caracterización de la base granular para fines del Número Estructural. Indirectamente se mide la influencia del agua en la capacidad estructural del pavimento.
- Se deja sin efecto el parámetro factor regional.
- Se introduce el concepto de "pérdida de servicio".
- El valor soporte de la subrasante S se reemplaza por el módulo resiliente Mr.
- Se introduce el parámetro de confiabilidad partiendo de la consideración que el comportamiento del tránsito sigue la distribución normal de Gauss.

A pesar de las bondades mencionadas la aplicación de la versión 86, al igual que la del 72, encuentra un vacío en nuestro medio en cuanto a la ejecución directa del ensayo que mide el Mr en suelos. Por otro lado se cuenta con una versión de AASHTO 2002, que se encuentra en revisión.

La fórmula general de la AASHTO, que gobierna el número estructural de diseño, presenta la expresión siguiente:

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

Donde:

W₁₈ : Número proyectado de carga equivalente de 18 kip (18000 lb) de aplicación de carga axial simple.

Z_r : Desviación estándar normal.

S_o : Error estándar combinado del tráfico proyectado y del comportamiento proyectado.

Δ PSI : Diferencia entre índice de serviciabilidad inicial (P_o) y el índice de serviciabilidad terminal (P_t).

M_r : Módulo resiliente (psi).

SN : Número estructural indicativo del espesor total del pavimento requerido.

El número estructural, hallado en el diseño, se transforma a espesores de capas componentes de la estructura del pavimento. Cada una de estas capas responde a los requerimientos de calidad que se establezca de acuerdo a las Especificaciones Técnicas. Por lo general el espesor estará gobernado por la disponibilidad de los materiales en sus fuentes o canteras y/o de las conveniencias económicas para la obra.

Los espesores de cada una de ellas dependen de los coeficientes de transformación de las capas. En el caso de rehabilitación se emplea coeficiente de reducción por deterioro de las capas rodadura.

Prevalece el criterio de número estructural requerido, para los casos de rehabilitación; es decir el valor determinado por el diseño se verá disminuido por el número estructural SN existente, para finalmente hallar el número SN requerido.

La figura 3.14 presenta la aplicación de la fórmula AASHTO para diferentes condiciones de tráfico como de capacidad de soporte CBR. Si se establece un espesor de carpeta asfáltica entonces se podrá determinar el espesor de base granular para cualquier valor de CBR encontrado en un sector.

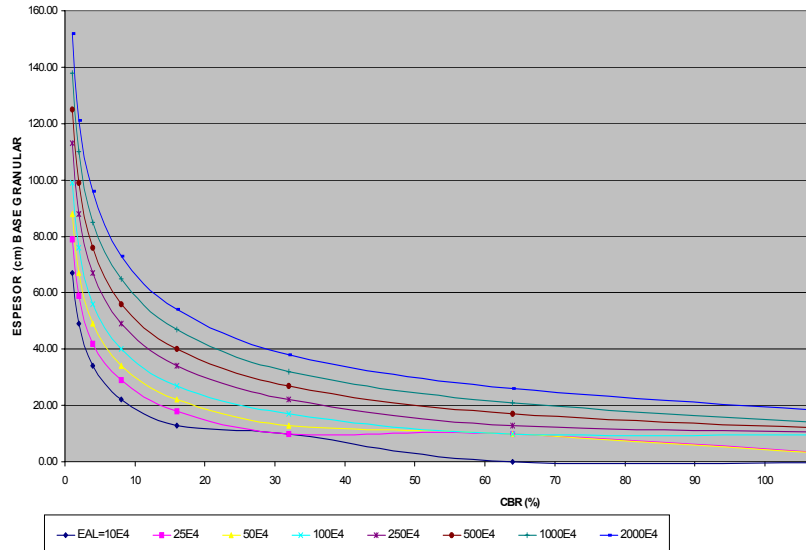


Figura 3.14. Curvas de espesor de base granular para distintos tráficos.

Se aprecia que los espesores de las estructuras son más sensibles cuando los valores de CBR son más bajos, es decir en condiciones de suelos o diseños de carreteras en la zona de selva alta y baja, se tendrá este tipo de variación en la estructura, por lo cual se debe poner especial atención en sus diseños.

3.2.7 Estudio de suelos y tráfico

Los proyectos se llevan a cabo con la independencia entre las características de los suelos y las cargas que solicitan a los materiales. En la mayoría de los casos se evalúan una gran cantidad de suelos, tanto en el campo como en el laboratorio, que sirven sólo para aumentar el volumen de los anexos presentados al MTC. Lo conveniente sería el proceso de la información de los suelos evaluados, mediante interpretación de resultados, elaboración de cuadros estadísticos, con eliminación de valores incoherentes, determinación de valores representativos o característicos de los materiales y su posterior empleo en los diseños, entre otros.

Los tiempos que se dedican a elaborar el estudio de tráfico, así como la época en que se realiza, se ven restringidos por los tiempos disponibles contractualmente, haciendo que no sean los más reales que se quisieran y que su proyección sea aún más incierta. Estos trabajos están orientados a identificar el tipo de vehículo, la composición del tráfico y la determinación de la carga futura que soportará la vía a diseñar. Sin embargo no se evalúa interacción de estas cargas frente a las características físicas y mecánicas de los suelos y su comportamiento a largo plazo. Las dimensiones y cargas de los vehículos, están normados para ser tomados en todo tipo de evaluación.¹⁸

Los trabajos relacionados al comportamiento de los suelos no son tomados en cuenta para una evaluación completa de transmisión de cargas a las masas de suelos, tan sólo se basan en la determinación de la capacidad de carga como insumo de diseño, dejando de lado los problemas de deformación a lo largo del tiempo y sólo evaluando la estabilidad de los suelos y cargas.

En estos casos también se realizan ensayos cuyos resultados deben ser contrastados con las exigencias para su uso o para que establezca las condiciones de trabajo durante la obra.¹⁹ Estos ensayos deben permitir modelar los suelos en la longitud de la carretera de tal manera se pueda sectorizar por propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

¹⁸ Cfr.: Diario El Peruano, Normas Legales, setiembre de 1998

¹⁹ Cfr.: MTC, Especificaciones Técnicas para la Construcción de Carreteras

CAPÍTULO IV.- MODELACIÓN GEOTÉCNICA DE PAVIMENTO

Se propone un trabajo ordenado y sistemático de obtener los parámetros necesarios para el diseño de pavimentos flexibles, pero acordes a las demandas ingenieriles de cada región del país y asociado referidos a un sectorizado coherente de la vía en estudio.

El proceso involucra los parámetros tradicionales requeridos en los diseños y que en la mayoría de los casos se emplean de manera indiscriminada sin previa evaluación ingenieril.

Tal como se indicó al principio de este trabajo, GEO-PAV, es una propuesta ordenada y racional de recolectar datos que permita su procesamiento con fines de sectorización y que posteriormente delimite diseños para cada uno de los sectores encontrados y cuyos resultados finales sean evaluados mediante una gerencia de inversión de pavimentos.

El proceso considera el modelo de degradación de la estructura, que el usuario puede procesar mediante el uso de programas de cómputo. La tabla 4.1, integra las variables que deben ser consideradas en los diseños de pavimentos con las variantes según las distintas regiones del territorio nacional.

Tabla 4.1. Parámetros de diseño – estructura GEO-PAV

Estructura GEO-PAV			
Sistema de Análisis de Rehabilitación de Pavimentos SARP	Factores Directos de diseño AASHTO	Tráfico (N)	Composición (tipo de vehículos)
			Volumen (IMD)
			Factor destructivo (Fd)
			Tasa de crecimiento (r)
			Proyección
		Zr	
		So	
		PSI	Rugosidad
			IRI
			PSI
	Mr	CBR (laboratorio, campo, correlaciones, percentil)	
		Mr vs CBR	
	Factores de Influencia (indirectos y complementarios)	Altitud	Sección Topográfica
			Gradiente de Temperatura
			Precipitación Anual y Factor Ambiental
		Índice PCI	Tipos de Fallas
			Valor de Deducción
			Condición de Pavimento
		Número Estructural Existente SNe	Calicatas
			Espesores
Factores transformación			
Fricción			

4.1 Factores directos de diseño

Tal como muestra la estructura GEO-PAV entre los factores directos y de uso tradicional, se presentan el tráfico, los valores estadísticos Zr y So, el valor de PSI tanto al inicio como al final esperado y el valor de Mr en función del CBR. Cada uno de estos puntos se tratará en los párrafos siguientes.

4.1.1 Tráfico de diseño (N)

El tráfico corresponde a uno de los insumos más importantes para el diseño de pavimentos. Se puede diferenciar dos etapas, aquella que es desarrollada por el especialista en estudios de tráfico y otra la que tomando la posta, es desarrollada por el ingeniero de pavimentos.

Los trabajos del especialista en tráfico son lo bastante profundo como para poder encontrar los factores que ayuden a determinar el valor proyectado. En esta primera etapa se define la composición del tráfico, es decir los tipos de vehículos que forman el conjunto de usuarios de la vía evaluada. En función a los trabajos de brigadas de conteo distribuidas en lugares estratégicos de la vía se determina el número de vehículos de cada tipo, lo que conformaría el volumen o el índice medio diario (IMD), por cada tipo de vehículo.

Los datos recopilados tal como se presentan en los informes de tráfico, no pueden ser integrados ni procesados porque corresponde a características diferentes. Para lograr integrar los datos se requiere de una normalización de la carga, especialmente a la carga del eje estándar. Esta carga corresponde a 8.2 tn ó 18,000 lbs ó 18 kips. Luego se debe encontrar un factor de correspondencia entre el peso real del vehículo y el eje estándar. Este factor también es llamado factor destructivo o de equivalencia, que corresponde a relacionar que cada vez que pasa un vehículo pesado es como si hubiera pasado “x” veces un eje estándar. Luego el producto del número de vehículos o IMD multiplicado por el factor de equivalencia de ejes o factor destructivo, normaliza el tráfico a ejes equivalentes que si podrán ser operados de manera normal.

Este trabajo corresponde para un momento dado en el tiempo y para trasladarlo o proyectarlo al futuro, se tendrá que recomendar la tasa de crecimiento de los vehículos o de los ejes equivalentes. Esta tasa de crecimiento podrá ser un único valor o tener varios valores, para cada tipo de vehículo, e inclusive en algunos casos se presentan tasa para cada periodo de años, haciendo la estimación del tráfico proyectado más engorroso.

La proyección de los ejes equivalentes acumulados durante el tiempo de vida de servicio estimado para el diseño del pavimento, se calculará teniendo en cuenta número acumulado de repeticiones de Ejes Equivalentes, para un solo sentido, en un periodo de vida útil de (n) años y una tasa de crecimiento (r), se calcula con la expresión siguiente:

$$N = \frac{365}{2} (\text{IMD}_{\text{om}} \cdot \text{Fd}_{\text{om}} + \text{IMD}_{2\text{e}} \cdot \text{Fd}_{2\text{e}} + \text{IMD}_{3\text{e}} \cdot \text{Fd}_{3\text{e}} + \text{IMD}_i \cdot \text{Fd}_i) \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

Donde:

N = Número ejes equivalentes acumulados

IMD_i = Índice medio diario de vehículos tipo “i”

Fd = Factor destructivo, equivalencia de vehículos tipo “i”.

r = Tasa de crecimiento anual

n = Periodo de diseño en años

om = Ómnibus

2e = Camión de 2 ejes

3e = Camión de 3 ejes

t = Trayler y Semitrayler

Como se puede apreciar la poca solidez de las variables generan mayor incertidumbre. En casos de carreteras en frontera, se tendrá el problema de comunicación entre cargas que tienen diferentes tonelajes pero que emplea la vía. Por otro lado el tiempo real a proyectar debe comprender el tiempo en que se desarrolla el proyecto y la obra, ya que el tiempo requerido será el de servicio, es decir desde el primer día que se usa la vía y desde ese momento debe durar el tiempo de diseño.

En algunos casos se deberá efectuar la actualización del tráfico, especialmente cuando se realizan proyectos que no contempla estudio de tráfico y sugieren que se emplee alguno de referencia. La actualización se podrá calcular con la expresión siguiente:

$$EE_{act} = EE_{ref} \cdot (1+r)^n$$

La figura 4.1. El ejemplo muestra los valores referenciales que permiten una rápida interpretación de los pasos a seguir en la estimación del tráfico de diseño.

Valor N de EJES PROYECTADOS							
PROYECTO:							
DETALLE:							
Año de la evaluación del tráfico	2001	años de tramites			2.0		
Año de la elaboración del estudio	2006	Al 1er año de servicio			2008		
DETALLE	LIGEROS	OMNIBUS	C2	C3	ST y T	IMD acum.	
IMD _i		73.0	466.0	88.0	19.0	646	
FD _i		2.30	2.70	4.80	10.70		
EJES EQUIVALENTES	EE(2001) = IMD _i * Fd _i					IMD acum.	
EE al 2001	0.0	167.9	1,258.2	422.4	203.3	2,052	
TASAS (r)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5		
ACTUALIZACION:	EE (2006) = EE (2001) * (1+r) ⁿ					IMD acum.	
EE al 2006	0.0	209.2	1,567.9	526.4	253.3	2,557	
servicio	AÑO (i)	N = 365/2 * (EE 2006) * ((1+r) ⁿ - 1) / LN (1+r)					IMD acum.
0	2008	0.0	78,088.7	585,177.1	196,454.3	94,552.9	954,273
1	2009	0.0	119,787.9	897,660.2	301,360.4	145,044.0	1,463,853
2	2010	0.0	163,363.6	1,224,205.1	410,987.3	197,807.1	1,996,363
3	2011	0.0	208,900.1	1,565,444.5	525,547.4	252,944.6	2,552,837
4	2012	0.0	256,485.8	1,922,039.7	645,262.7	310,563.2	3,134,351
5	2013	0.0	306,212.9	2,294,681.6	770,365.2	370,774.7	3,742,034
6	2014	0.0	358,177.7	2,684,092.5	901,097.3	433,695.8	4,377,063
7	2015	0.0	412,480.8	3,091,026.8	1,037,712.4	499,448.2	5,040,668
8	2016	0.0	469,227.7	3,516,273.1	1,180,475.1	568,159.5	5,734,135
9	2017	0.0	528,528.1	3,960,655.6	1,329,662.2	639,962.9	6,458,809
10	2018	0.0	590,497.1	4,425,035.3	1,485,562.6	714,997.4	7,216,092
11	2019	0.0	655,254.6	4,910,312.0	1,648,478.6	793,408.4	8,007,454
12	2020	0.0	722,926.3	5,417,426.2	1,818,725.8	875,347.9	8,834,426
13	2021	0.0	793,643.2	5,947,360.6	1,996,634.2	960,974.7	9,698,613
14	2022	0.0	867,542.3	6,501,142.0	2,182,548.4	1,050,454.7	10,601,687
15	2023	0.0	944,766.9	7,079,843.5	2,376,828.7	1,143,961.4	11,545,401
16	2024	0.0	1,025,466.6	7,684,586.7	2,579,851.7	1,241,675.8	12,531,581
17	2025	0.0	1,109,797.8	8,316,543.2	2,792,010.7	1,343,787.3	13,562,139
18	2026	0.0	1,197,923.9	8,976,937.8	3,013,716.8	1,450,493.9	14,639,073
19	2027	0.0	1,290,015.7	9,667,050.2	3,245,399.8	1,562,002.3	15,764,468
20	2028	0.0	1,386,251.6	10,388,217.6	3,487,508.4	1,678,528.6	16,940,506

Figura 4.1. Cálculo de ejes proyectados

4.1.2 Nivel de confianza (Zr)

Los valores sobre la probabilidad de que el diseño se encuentre dentro de los rangos de seguridad, puede establecer el criterio del 95% y para el cual se tendrá un valor de nivel de confianza igual a -1.645, en caso de 90% se podrá emplear -1.3. Como se puede apreciar este parámetro debe ser coherente con lo realmente calculado, en donde se puede considerar hasta 80% de credibilidad de lo estimado para la estructura.

4.1.3 Probabilidad So

El error que puede ocurrir por efecto de contemplar un tráfico de baja probabilidad de ocurrencia, puede admitir un valor de probabilidad igual a 0.35 a 0.45. Anteriormente ya se discutió la incertidumbre que alberga el cálculo del tráfico de diseño y como consecuencia se tendrá igual sensación para el So correcto.

4.1.4 Índice de serviciabilidad (PSI)

Por lo general los límites de exigencia para el valor de PSI o diferencial entre el inicio y el final exigido, puede contemplarse en los Términos de referencia emitidos por la entidad licitante.

Esto indica que en el caso del MTC, éste recomendará cual es el valor inicial que deberá tener el PSI cuando la obra se termine (Po) y que luego de brindar servicio, alcance un valor de final (Pt) para lo cual la diferencia participará en la fórmula AASHTO.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que el PSI guarda correspondencia con la rugosidad, que en la mayoría de los casos presentan valores inadecuados e incoherentes con el PSI. Como en otros lugares este valor PSI es causal de otorgamiento de la buena pro de las obras licitadas.

4.1.5 Módulo resiliente (Mr)

Los trabajos de campo demandan actividades organizadas para ser desarrolladas en el menor tiempo posible, ya que la siguiente etapa de trabajos de laboratorio, son más extensas y de cuyos resultados dependerán los diseños finales.

En vías de transportes las actividades de exploración de campo se reduce a la ejecución de calicatas de profundidades que, en la mayoría de los casos, no van más allá de los 2.0 m. Estas excavaciones permiten realizar el logeo y definir estratos de características homogéneas. Estos trabajos traducidos en perfiles estratigráficos generan horizontes de materiales similares a lo cual se infiere propiedades físicas también similares.

Durante esta etapa se realizan los trabajos de campo mínimo necesarios que sean posible pero en realidad la mayoría se limitan a la toma de muestra para desarrollar trabajos en el laboratorio.

Un trabajo más interesante e importante esta referido a la determinación de valores característicos que permitan alcanzar el objetivo propuesto considerando las actividades siguientes:

- Sectorizar la vía empleando la información de las características de los suelos.
- Determinar el valor de diseño que caracteriza al material predominante de la subrasante.
- Definir la profundidad característica del tramo evaluado.

El trazado de una línea imaginaria que permita realizar las evaluaciones comentadas estará en función de que los suelos permanezcan luego de efectuarse los trabajos de corte en la partida de movimiento de tierra y por otro lado asegurar que a esta profundidad los suelos aún se encuentren sensibles a los esfuerzos transmitidos por las cargas, para de esa forma tener un buen valor de diseño.

Capacidad de soporte de diseño

En la mayoría de los casos la determinación de la capacidad de carga de la subrasante (CBR) con fines de diseño, se ajustan a las recomendaciones de las normas.

Como es sabido a este ensayo de CBR le antecede otro que permite determinar la máxima densidad para un contenido de humedad que se hace óptimo (OCH). El ensayo de Proctor permite extraer el máximo provecho de estabilización del suelo, brindando menor relación de vacíos, máxima densidad, mayor resistencia, baja permeabilidad, mayor grado de compactación, entre otras características.

A diferencia del ensayo de Proctor, que también es un proceso de compactación, el CBR evalúa la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra en la zona de linealidad, es decir sin llegar a la zona plástica y menos aún a la falla. Luego compara los esfuerzos a una determinada penetración con una muestra patrón de piedra calcárea chancada y cuya relación o número de CBR se expresa en porcentaje.

El proceso de laboratorio se extrapola al campo, ejecutándose trabajos de movimiento de tierra; en el cual se añade agua al terreno mediante cisterna, luego se uniformiza o mezcla con la moto-niveladora y finalmente se compacta con rodillo y se afina con rodillo neumático.

El proceso se cumple sin inconveniente en suelos con humedades menores al OCH. Tal es el caso de la mayoría de los suelos de la Costa. Sin embargo los suelos según la región, presentan variados contenidos de humedades. En zonas de precipitaciones continuas e intensas y suelos con baja capacidad drenante, se puede afirmar que éstos siempre permanecerán húmedos superando los óptimos contenidos de humedad hallados en el laboratorio y por lo tanto el proceso descrito anteriormente, según la norma del ensayo de Proctor, queda sin sentido en su aplicación. En esta etapa se registra una falta de relación entre los trabajos de campo y el laboratorio y también entre sus profesionales responsables.

Si los suelos presentan humedades mayores a las necesarias, no se podrá alcanzar las densidades máximas calculadas en el laboratorio y menos sentido tendrá entonces, el

valor de CBR hallado en laboratorio ya que no es representativo con lo que realmente ocurre en el campo y mal se haría en tomar este valor como diseño de la estructura del pavimento.

Las diferentes humedades naturales de los suelos, generan diferentes densidades tanto para una misma calicata con diferentes estratos como para varias calicatas evaluadas a lo largo de la vía.

Estos casos se afrontan con la ampliación del ensayo de CBR, en el cual se hace variar la energía de compactación del suelo, determinándose diferentes densidades. La figura 4.1 muestra la variación de la energía de compactación, en tres ocasiones que permiten elaborar una curva de CBR versus la densidad seca de los suelos. A esta curva se podrá ingresar con la densidad natural de campo de una progresiva determinada y obtener el correspondiente valor de CBR.

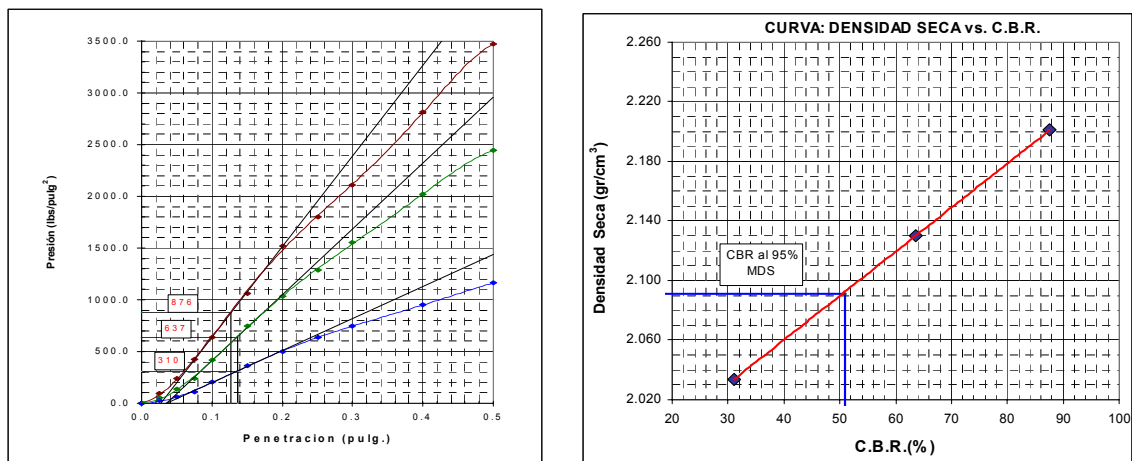


Figura 4.1. Curva de CBR sugerida por la USACE.

Surge la pregunta, a qué profundidad debe tomarse la densidad para correlacionar el valor de CBR en la gráfica descrita anteriormente. Se requiere realizar un trabajo homogéneo en la toma de valores con fines de diseño, es decir se debe uniformizar la profundidad a la cual se deberá tomar los valores representativos de diseño para luego integrarlos, mediante la estadística clásica, y obtener de esta manera el valor final para el cálculo de la estructura del pavimento.

De acuerdo a la teoría de transmisión de los esfuerzos en una masa de suelo,²⁰ se puede realizar una primera estimación en la cual se determine el bulbo de presiones. Se aprecia que al evaluar la forma como se atenúa la carga proveniente del eje equivalente, a lo largo de la profundidad, se aprecia que a los 0.7 m, se presenta aún el 80% de la carga. Esta profundidad se encuentra alejada de las posibles alteraciones por los movimientos de tierra y mantiene la sensibilidad a la carga solicitada. La figura 4.2, muestra detalles de la forma sugerida para establecer sectores en la vía que permita un análisis particularizado.

²⁰ Cfr.: Juárez Badillo Tomo II

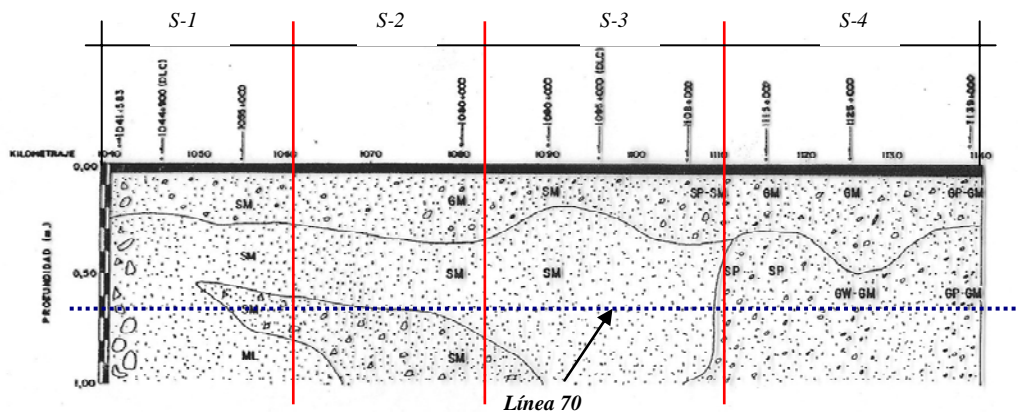


Figura 4.2. Determinación de la Línea 70, para el sectorizado. (e.p.)

Para este caso se recomienda un proceso de determinación de la capacidad de carga o CBR de diseño, mediante el *Método de la Línea 70*,²¹ atendiendo a los pasos siguientes:

- Determinar el eje del trazo de la vía a proyectar.
- Espaciar las calicatas de acuerdo a los términos de referencia u otro espaciamiento definido por el profesional responsable.
- Realizar las excavaciones a cielo abierto, hasta la profundidad mínima de 1.5 m, por debajo de la cota de rasante, pudiendo requerir mayores profundidades de excavación. Mejor si se determina el bulbo de presiones y se determina la profundidad de excavación de acuerdo al tipo de suelos. Se puede comprobar que para suelos puramente cohesivos la carga se atenúa al 10% a 1.90 m de profundidad, lo cual supera los 1.5 m de exploración para suelos friccionantes.
- Integrar los registros de excavación ejecutados mediante el perfil estratigráfico de la vía en proyecto.
- Trazar la línea imaginaria a 70 cm de profundidad, desde la cota de rasante o de nivelación del terreno que recibirá la estructura del futuro pavimento, observando y analizando los suelos por debajo de ella, que comprenda espesores mínimos de 25 cm. para ser considerado como suelo representativo.
- Sectorizar la vía en función a la homogeneidad de los suelos que cruza esta línea.
- Determinar el CBR de diseño, para cada sector mediante un proceso estadístico de percentil, aplicando el porcentaje recomendado según la importancia de la vía.

Correlación de PDC y CBR

Debido al elevado número de muestras obtenidas en el trabajo de campo, el tiempo necesario para ensayarlas y hallar sus valores de CBRs en laboratorio, supera al disponible para elaborar el estudio completo. En algunos casos la logística para el transporte de muchos kilos de muestras, agrava más la condición de tiempo disponible para obtener resultados.

²¹ Método propuesto por el autor

Se requiere de ensayos alternativos que determinen indirectamente resultados de CBRs en mayor número y en el menor tiempo posible y que luego de procesados estadísticamente se infiera el valor de capacidad de soporte de diseño.

El valor de CBR de diseño es producto de un proceso del percentil y depende del tamaño de la muestra, entonces previa calibración con el ensayo tradicional de laboratorio, se puede emplear el equipo de penetración dinámica de cono (PDC) y la fórmula responde al formato $CBR = A(PDC)^{-B}$, como:

$$CBR = 4.385 (PDC)^{-1.264}$$

Esta fórmula propuesta por el MTC²², presenta el número de PDC correspondiente a la pendiente de la recta determinada en el ensayo de penetración dinámica y que debe integrar a los valores que pertenezcan a un mismo suelo y no a toda la profundidad como generalmente se hace.

La figura 4.3, presenta dos formatos del ensayo de PDC con fines de determinar el valor de CBR. Es importante definir los estratos participantes en una misma excavación y agrupar los datos correspondientes a un mismo suelo integrados en una recta. Luego la pendiente de la recta representará al valor de PDC, que será afectado por la expresión indicada. El formato de la izquierda corresponde al empleado en por el MTC y el del lado derecho es una elaboración propia para trabajos desarrollados para Ferrocarril Central Andino (FCCA) en diciembre del 2001.

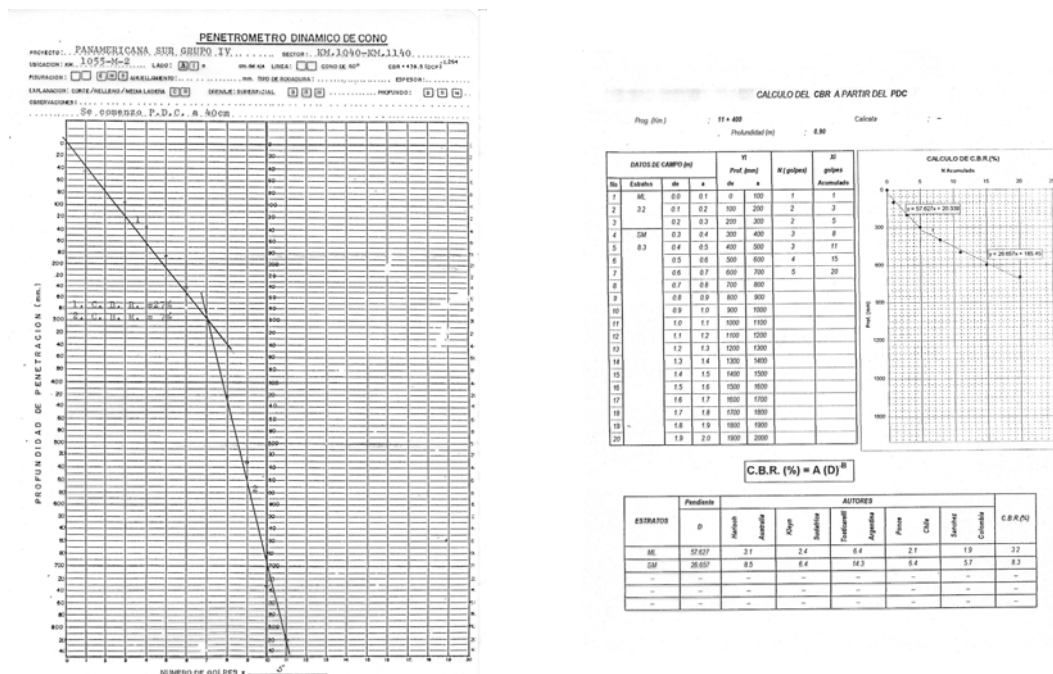


Figura 4.3. Formato para evaluar el CBR en función del PDC (MTC y FCCA)

²² Cfr.: Herrera – García; MTC

Correlación entre el CBR y Mr

Sobre la correlación entre el módulo resiliente y el CBR, se encuentra aquellos desarrollados por el Instituto de Aeronáutica de Brasil²³ ha realizado investigaciones. Los trabajos se basan en estimar el Mr en función del CBR del material de subrasante, basado en el retrocálculo de las deflexiones. Los resultados en una gráfica logarítmica, proporciona buenos resultados de las investigaciones en modelos efectuados en el Laboratorio de Investigación Transporte y Camino (TRRL). Una de las ventajas principales es que los valores son válidos para CBRs que varían entre 4 a 48 para suelos de subrasante de características tropicales; condiciones similares para un gran sector del territorio nacional.

La primera ecuación que relaciona el Mr con el CBR de subrasante, se desarrolló hace más de treinta años.²⁴ A partir de ello se han venido efectuando comparaciones para mejorar la correlación, tanto por resultados de laboratorio como por resultados de campo. A lo largo de diez años el Dr. Cardoso ha realizado investigaciones sobre la conducta de las expresiones que relacionan el Mr con el CBR, especialmente en resultados obtenidos en el laboratorio así como de simulaciones por computadora y de estudios de deflexiones.

El Mr, usado se define como la proporción entre el esfuerzo axial desviador dinámico (σ_d) y la deformación axial recuperable (elástico) (ϵ_r).²⁵

Los trabajos investigados, en diferentes instituciones y por diferentes profesionales, se orientaron a correlacionar el Mr y el CBR de la subrasante, que sirven de insumo en algunos procedimientos de diseño, de los cuales los más comunes se resumen en la tabla 4.1. Cabe anotar que la primera propuesta del modelo de Shell es de uso mundial e inclusive lo integra el Instituto del Asfalto (1982), en su metodología de diseño.

Las dos últimas correlaciones, que se expresan en unidades (psi), toman en cuenta el Mr en función del esfuerzo desviador (σ_d) basados en los CBR de la subrasante.

Las correlaciones pueden hallarse empleando dos tipos de equipamientos, por un lado Dynatest Falling Weight Deflectometer (FWD) empleando una carga dinámica de 40 kN y por otro lado la prueba de Viga Benkelman con uso de un camión cargado, con un solo eje trasero de rueda dual de 80 kN (18,000 libras) de peso y presión de llanta igual a 0.56 MPa (80 psi).

La deflexión de la viga Benkelman fue medida usando el método “rebound”, el cual básicamente consiste en el movimiento de un vehículo cargado a una velocidad de desplazamiento (Ferne 1982, Greenstein 1987, Tosticarelli et al 1988).

²³ Cfr.: Cardoso

²⁴ Cfr.: Heukelon & Foster 1960, Houkelon & Klomp 1962

²⁵ Cfr.: Yoder & Witzak 1975

Tabla 4.1. Correlación entre el Mr y el CBR

Modelo	Autor	Datos	Correlación
Shell	Heukelon & Foster 1960, Heukelon & Klomp 1962	Campo	$Mr = 10(CBR)$
Cuerpo de ingenieros EE.UU. (USACE)	Green & May 1975	Campo y laboratorio	$Mr = 38(CBR)^{0.711}$
Consejo Científico de Sud África e Investigación Industrial (CSIR)	después Witczak 1945		$Mr = 21.1(CBR)^{0.65}$
COPPE/UFRJ - Federal Universidad Federal de Río de Janeiro	Medina y Preussler 1982	Laboratorio (CBR entre 2 y 28)	$Mr = 32.75+6.73(CBR)$
Laboratorio de investigación de caminos y transporte (TRRL)	Lister y Powel 1987	Laboratorio de Investigaciones de Caminos de Norwegian. (Slyngstad & Evensen 1994)	$Mr = 17.6(CBR)^{0.64}$
Fuerza Aérea Brasileña	Cardoso & Witczak 1991, Cardoso et. al. 1994	Laboratorio, simulaciones de computadora y alguno que otro dato de campo para CBR menos de 15	$Mr = 6.9(CBR)$
Shell (reanalizado)	Hopkins 1994	Campo	$Mr = 17.914(CBR)^{0.874}$
USACE	Barker 1982	Laboratorio	$Mr=10^{(4.5682*(1.9661/8.55(CBR))+(6.5+\sigma_d))}$
Universidad de Maryland	Lotfi 1984, Lotfi et. al. 1988	Laboratorio	$\text{Log } Mr = 1.0016 + 0.043(CBR) - 1.9557(\log \sigma_d/CBR)-0.1705\log\sigma_d$

El Instituto de Aeronáutica recomienda la expresión que relaciona el valor de CBR con el Mr. Aunque la solución elástica de multicapas son adoptado por muchas agencias para analizar las estructuras de pavimento alrededor del mundo, hay algunas situaciones en que se necesita verificar la capacidad de carga de la estructura del pavimento por métodos tradicionales, tal como recomienda la Administración de la Aviación Federal (FAA) y la Organización Internacional Civil de Aviación (OACI) de pavimentos de campo de aviación. Esta es la razón por la que se desarrolló la ecuación CBR como función del Mr:²⁶

$$CBR \text{ (MPa)} = 0.0624(Mr)^{1.176}$$

La expresión corresponde al análisis de resultados para el cálculo de 2,220 deflexiones obtenidos en un Dynatest FWD y con un viga Benkelman en 22 localidades diferentes de Brasil, cuyo modelo para predecir el Mr es función del CBR que varía de 4 a 48. En realidad no hay una única constante entre el Mr y el CBR. La expresión comprende un rango de 11.4 a 4.3 MPa para CBR que varían de 4 a 50.

²⁶ Cfr.: Cardoso

Heukelon y Klomp han reportado correlaciones entre los valores CBR del Cuerpo de Ingenieros, usando compactación dinámica y los módulos in-situ del suelo, tal como muestra la relación siguiente:

$$Mr \text{ (psi)} = 1500(\text{CBR})$$

La misma expresión es sugerida en el diseño AASHTO, siendo razonable para suelos de gradación fina con un CBR sumergido de 10 ó menos. En la UNI se desarrolló un trabajo de investigación que proporcionó una expresión entre el CBR y Mr, ejecutado para suelos finos y empleando el triaxial dinámico del laboratorio Geotécnico del CISMID.²⁷

La tabla 4.2 presenta la relación entre los suelos clasificados mediante el método SUCS y el valor de CBR asociado a éstos.²⁸

Tabla 4.2. Relaciones aproximadas entre suelos y los valores de CBR

Clasificación SUCS	Rango de CBR	Clasificación AASHTO	Rango de CBR
OH y CH	< 3 a 5	A-7-5 y A-7-6	< 2 a 13.5
OL y MH	< 4 a 8	A - 6	< 2 a 13.5
CL y ML	5 - 15	A - 5	< 2 a 7.8
SC	10 - 20	A - 4	3 a 25
SP	10 - 25	A - 3	10 a 30
SM	10 - 40	A-2-6 y A-2-7	8.5 a 30
SW	20 - 40	A-2-4 y A-2-5	25 a > 80
GC	20 - 40	A-1-b	20 a 60
GM	20 - >80	A-1-a	38 a > 80
GP	25 - 60		
GW	60 a > 80		

De igual manera, existen correlaciones entre rangos de valores de Mr y el tipo de suelos, propuesta por Shell, para los distintos tipos de suelo según la clasificación SUCS como se observa en la tabla 4.3 que asocia a los suelos con valores de Mr.

Tabla 4.3. Relaciones aproximadas entre suelos y los valores de Mr

Clasificación SUCS	Rango de Mr (psi)
OH	1000 a 5000
CH	2000 a 7000
MH	2000 a 12000
OL	2000 a 10000
CL	4000 a 15000
ML	6000 a 20000
SC	8000 a 25000
SM	8000 a 50000
SP	10000 a 30000
SW	20000 a 60000
GC	20000 a 50000
GM	20000 a 80000
GP	30000 a 80000
GW	50000 a 100000

²⁷ Cfr.: Gutiérrez - Limaymanta

²⁸ Cfr.: AASHTO 2002, Apéndice DD.

En algunos casos como el de la Carretera de Iquitos – Nauta, los diseños se realizaron mediante ensayos de CBR in – situ. Para ello el anillo del molde de CBR se transformó en un elemento cortante tipo “sacabocado”, al llevarse al torno para que achaflane el perímetro del anillo. Con el anillo cortante se adaptó al molde para obtener muestra a la profundidad requerida mediante incrustamiento. De esta manera el material dentro del molde tendría la densidad y la humedad natural. La prensa del CBR se trasladó al campo y se penetraron las muestras obtenidas. Sin lugar a duda este valor de CBR es lo más cercano a la realidad para la subrasante evaluada. Así también este valor será el de diseño.²⁹

El obtener mayor cantidad de datos a procesar estadísticamente permite reducir la dispersión. Con los datos de CBR obtenidos por métodos directos o indirectos se determina el CBR de diseño para cada sector S_i definido. Este valor de diseño se determina mediante el percentil al 95%. Podrá emplearse datos como CBR o también de Mr. La figura 4.4, presenta un ejemplo de la determinación del CBR percentil, en el cual se grafican los valores de CBR mayores o iguales al valor CBR_i versus el porcentaje de la frecuencia.

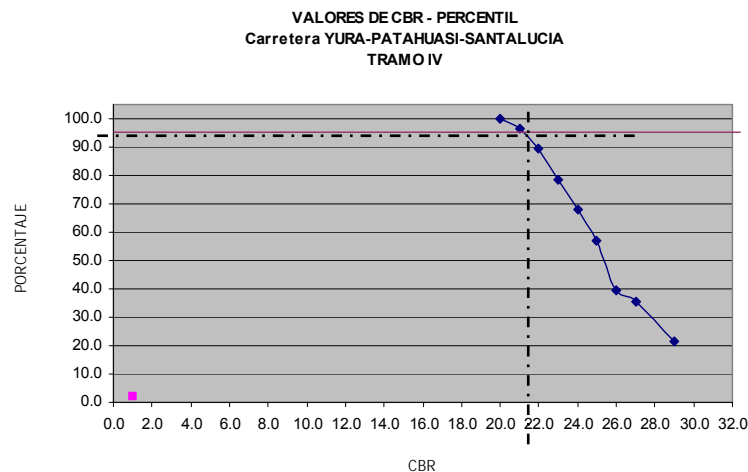


Figura 4.4. Determinación del CBR percentil. (e.p.)

4.2 Factores de influencia

Los factores de influencia, son aquellos parámetros indirectos que no han participado tradicionalmente en los diseños de pavimentos, pero que hoy en día son complementos que permiten diseños coherentes basados en la realidad del territorio nacional. Se cuenta entre otros con la altitud, el PCI, el SN existente y la adherencia o fricción entre el neumático y la superficie asfáltica.

El Dr. Javier Pulgar Vidal, investigador de la geografía humana del Perú, en su libro Geografía del Perú menciona las ocho regiones naturales, evaluada de una manera transversal al territorio nacional, estableciendo diferencias ecológicas en cada una de ellas. Si bien es cierto no es motivo principal del trabajo el profundizar en el tema de las regiones, se considera importante los aportes del Dr. Pulgar para establecer diferencias sutanciales en las carreteras de penetración que atraviesan diferentes regiones del país.

²⁹ Cfr.: Carretera Iquitos – Nauta T-4

4.2.1 Altitud

El mapa de la figura 4.5, muestra las ocho regiones naturales que se detallan en colores según el corte transversal. Se observa la región Costa o Chala, Yunga, Quechua, Suni o Jalca, Puna, Janca o Cordillera, RupaRupa o Selva Alta y Omagua o Selva Baja. Detalles de altitudes se muestran en el tabla 4.4, en donde se aprecia la variedad de alturas que presentan las regiones en el país. Además, se integra información referente a la temperatura máxima y mínima, como también de las precipitaciones máximas alcanzadas. Cabe anotar que el cuadro no registra las lluvias extraordinarias correspondientes al fenómeno de El Niño.

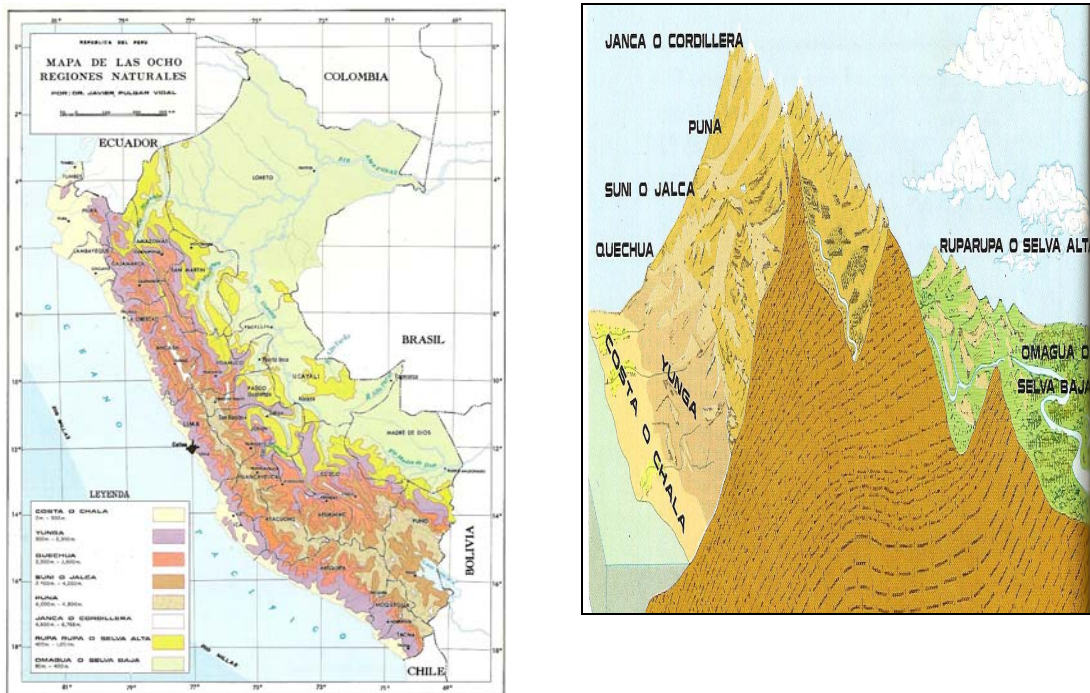


Figura 4.5. Mapa de las Ocho Regiones Naturales

Tabla 4.4. Características de las Regiones Naturales. (e.p.)

N°	Región	Altitud (msnm)	Precip. Máx. (mm)	Temp. (°C)	Sección Típica de la Vía		
1	Costa o Chala	0 -500	500	19.2 – 22.5	√		
2	Yunga	500 – 2,300	Aguaceros	20.0 – 27.0	√	√	
3	Quechua	2,300 – 3,500	En verano	-4.0 – 29.0		√	
4	Suni o Jalca	3,500 – 4,000	800	-16.0 – 20.0		√	√
5	Puna	4,000 – 4,800	1,000	-25.0 – 22.0		√	√
6	Janca o Cordillera	4,800 – 6,768	s/ estación	-8.25 – 8.25	√		√
7	RupaRupa o Selva Alta	400 – 1,000	3,000	8.0 – 33.0		√	
8	Omagua o Selva Baja	80 - 400	2,858	17.8 – 36.9	√		

Las carreteras de penetración presentan mayor dispersión en los parámetros de diseño esto debido al desarrollo transversal al país que presenta. La figura 4.6, presenta el mapa

político del Perú y se asocia a algunos ejes transversales que permite evaluar las diferentes altitudes y regiones que atraviesan las carreteras. Las dos figuras permiten ubicar geográficamente los ejes mencionados.

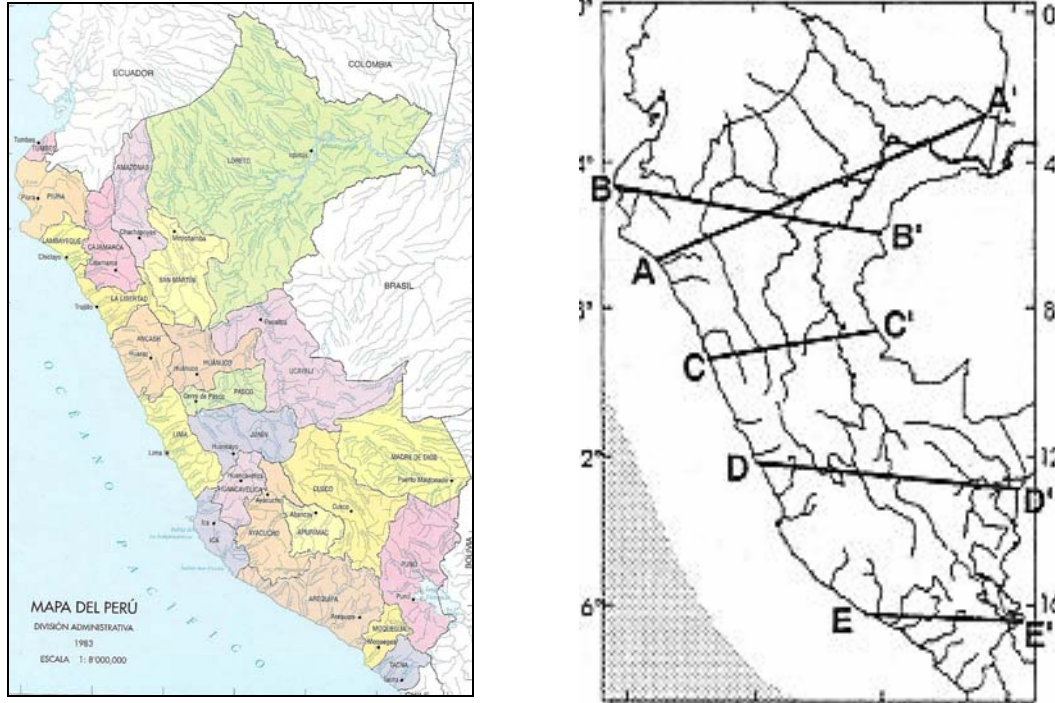


Figura 4.6. Ejes transversales de diferentes altitudes y regiones.

Cada uno de los ejes trazados se aproxima a los desarrollos de las carreteras principales del país. La figura 4.7, presenta el eje AA', en donde por el Norte, se orienta la carretera Olmos – Corral Quemado – Río Nieva – Rioja – Moyabamba – Tarapoto – Yurimaguas y la carretera Nauta – Iquitos.

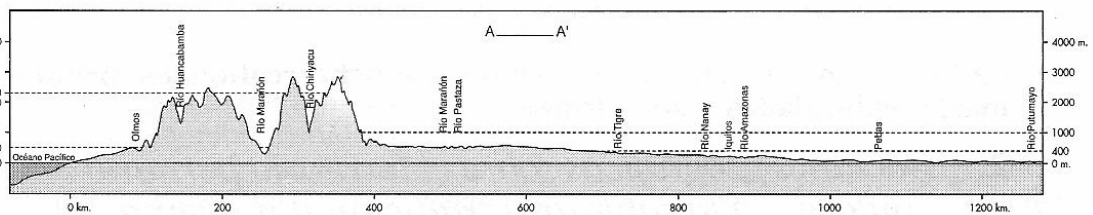


Figura 4.7. Eje transversal AA'.

La figura 4.8, muestra la orientación del eje BB' que coincide con las carreteras Paita - Piura – Sullana – Pte. Macará y la carretera Cajamarca – San Marcos.

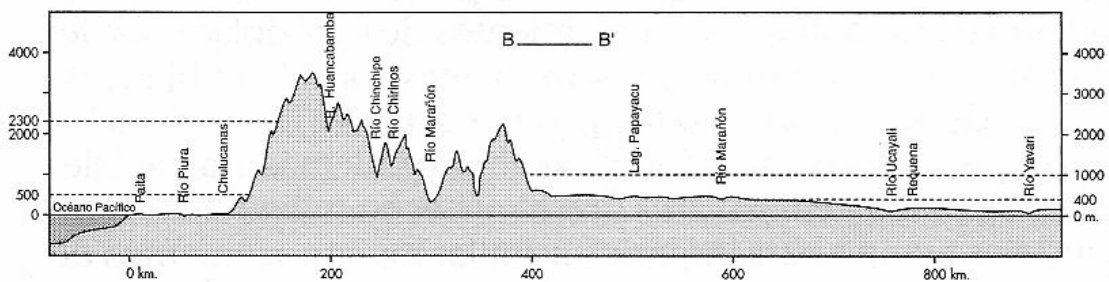


Figura 4.8. Eje transversal BB'.

La figura 4.9, presenta la orientación del eje CC', que integra a las carreteras como Pativilca – Huaraz – Catac – Tunnel Cahuish – Chavín - Huari - San Marcos y la carretera que une Tingo María – Aguaytía – Pucallpa.

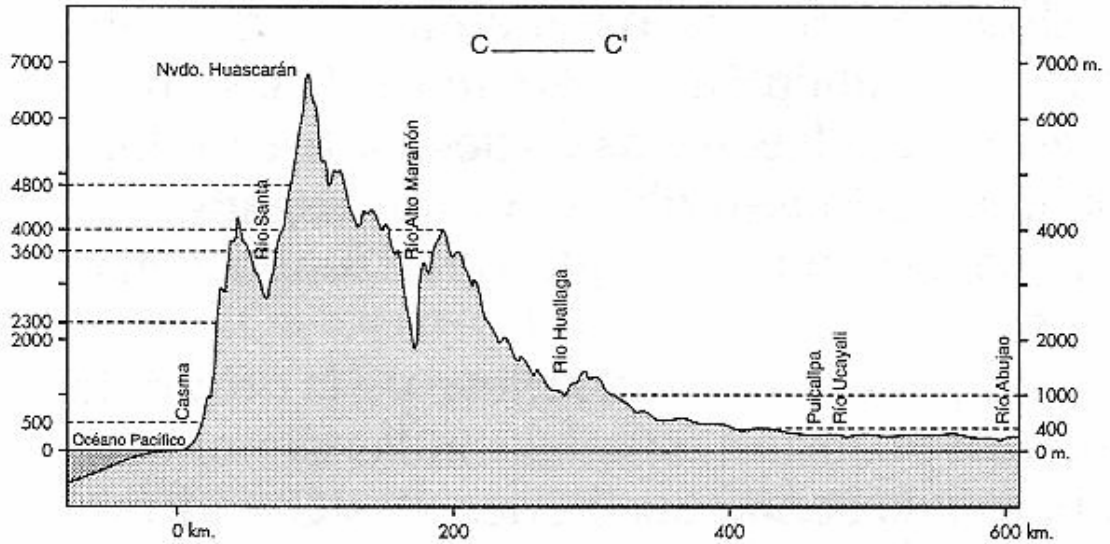


Figura 4.9. Eje transversal CC'.

La figura 4.10, presenta el eje DD' que integra la orientación de las carreteras Pisco – Ayacucho – San Francisco y la carretera Cusco – Urcos – Quince Mil.

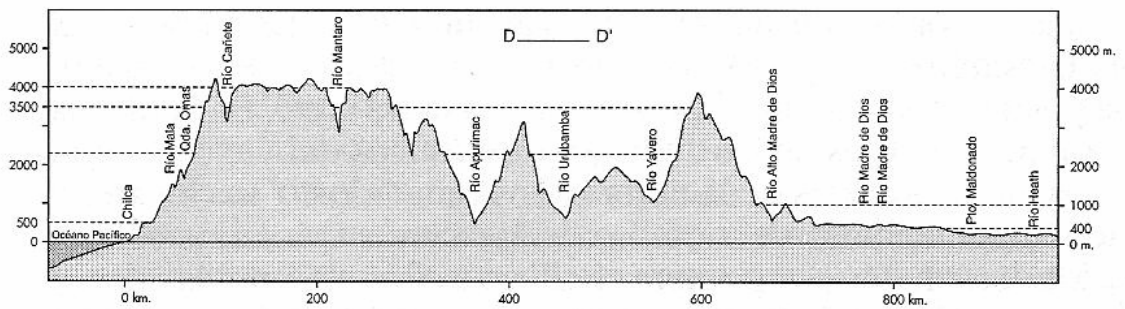


Figura 4.10. Eje transversal DD'.

Finalmente la figura 4.11, presenta el eje EE', que integra la orientación de las carreteras Yura – Patahuasi – Santa Lucía y la carretera Santa Rosa - Pucará – Juliaca – Puno – Desaguadero.

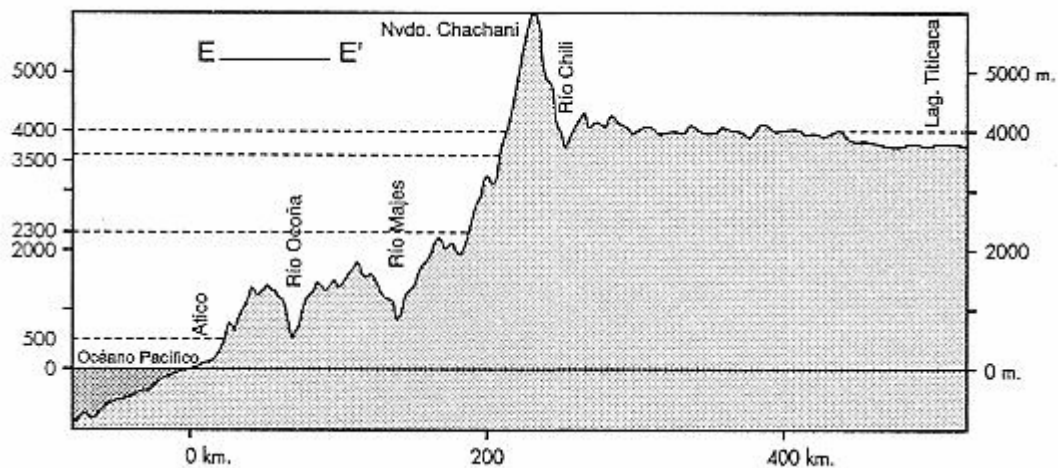


Figura 4.11. Eje transversal EE'.

De las secciones observadas se aprecia la gran heterogeneidad de altitudes, temperaturas y precipitaciones a las que están afectas las carreteras en el país y lo cual sustenta que los métodos o las metodologías de diseño propuestas en la actualidad no logran discriminar todas estas características indicadas generalizando los diseños. Por lo tanto se requiere de trabajos de investigación para determinar diseños propios y coherentes que sólo profesionales peruanos pueden aportar para tales fines. No se cuenta con un manual propio para estos trabajos, en el cual se generen recomendaciones de diseño para cada una de las regiones establecidas y comentadas anteriormente. Se espera que el presente trabajo motive a otros profesionales a aportar al respecto.

4.2.2 Índice de condición de pavimento (PCI)

El método del PCI, según recomendaciones aplicadas en EE.UU., no requiere de la evaluación total de la vía, porque es estructuralmente homogénea, construida y mantenida adecuadamente y por lo tanto la elección del sector a evaluar es tan representativa como cualquier otro.

En cambio para las condiciones de las carreteras en el Perú, es recomendable evaluar la totalidad del área superficial de la carretera en estudio, es decir todo el ancho de la plataforma por toda la longitud, evitando perder información importante para la determinación del presupuesto de mantenimiento en obra. La primera aplicación se realizó en el año 1990³⁰ en contrato de servicios con la entonces Unidad Ejecutora de Proyecto (UEP) y para evaluar los puntos críticos de la carretera Panamericana Sur.

La aplicación del método del PCI, proporcionó resultados tan cercanos a la realidad que no hubo adicionales en los trabajos de mantenimiento ejecutados por el contratista. Se evitó el engorroso trámite que hoy en día es muy común. La evaluación se puede realizar con grupos de dos personas y en número tal que cada uno de los grupos evalúen un promedio de cinco kilómetros por día. Cabe anotar que esta metodología proporciona metrados más cercanos a la realidad y que en un trabajo en paralelo con varias brigadas, no demandará mucho tiempo la evaluación total.

³⁰ Cfr.: Puntos Críticos Panamericana Sur

Por otro lado el método también permite el procesamiento computarizado de las fallas relevadas y finalmente obtener información fidedigna para los profesionales de la especialidad de costos y presupuestos.

La alternativa más completa corresponde a determinar el PCI de una manera ingenieril y coherente. La tabla 4.5, varía de las anteriores porque presenta las causas de la generación de fallas en la estructura del pavimento y que el profesional evaluador podrá diseminar sectores.

Tabla 4.5. Causa principal de las fallas en la determinación del PCI

Falla N°	Descripción	Unidad	Causa Principal		
			Tráfico	Clima	Materiales
1	Grieta Piel de Cocodrilo	m ²	√		
2	Exudación de Asfalto	m ²		√	√
3	Grietas de Contracción (bloque)	m ²		√	√
4	Elevación - Hundimiento	m		√	√
5	Corrugaciones	m ²		√	√
6	Depresiones	m ²		√	√
7	Grietas de Borde	m		√	√
8	Grietas de Reflexión de Juntas	m		√	√
9	Desnivel Calzada - Hombrillo	m		√	√
10	Grietas Longitudinal - Transversal	m		√	√
11	Baches y Zanjas Reparadas	m ²	√		
12	Agregados Pulidos	m ²	√		
13	Huecos	No.	√		
14*	Cruces de Rieles, Puentes, Pontones, Rejillas de Drenaje	m ²			
15	Ahuellamiento	m ²	√		
16	Deformación por Empuje	m ²		√	√
17	Grieta de Deslizamiento	m ²		√	√
18	Hinchamiento	m ²			√
19	Disgregación y Desintegración	m ²			√

La figura 4.12, presenta dos de las 19 fallas que integran el método del PCI. Estas gráficas corresponden a los valores de deducción según la magnitud del tipo de falla encontrado. Se ingresa con la densidad o el porcentaje de área afectada, se levanta una vertical y se interseca a la curva correspondiente de severidad baja, media o alta y luego se sale hacia la ordenada encontrando el valor de deducción de la falla.

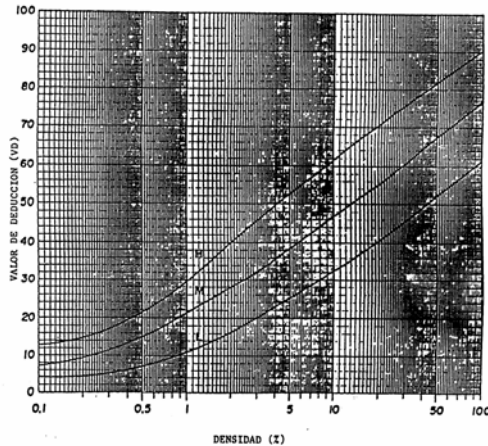


Figura A1. Grietas Piel de Cocodrilo

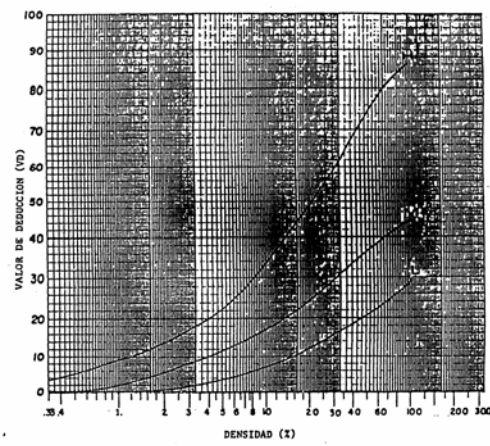


Figura A10. Grietas Longitudinales y transversales

Figura 4.12. Ejemplo de gráficas de degradación según falla.

La tabla 4.6, presenta la condición del pavimento basado en el índice PCI. Uno de los puntos más importante es aquel señalado para PCI igual a 40, ya que corresponde al momento ideal para realizar actividades de rehabilitación, que genera el impulso o elevación del valor de PCI en la curva donde se detalló la degradación del pavimento.

Tabla 4. 6. Interpretación de los valores de PCI y la Condición del pavimento

PCI	SIGNIFICADO
100	Pavimento en “ muy buen ” estado.
70	Punto en que el pavimento comienza a mostrar pequeñas fallas localizadas, es decir el punto en que deben iniciarse acciones de mantenimiento rutinario y/o preventivo menor.
55	Punto en que el pavimento requiere acciones de mantenimiento localizado para corregir fallas más fuertes . Su condición de rodaje sigue siendo “buena” pero su deterioro o reducción de calidad de rodaje (relación de deterioro) comienza a aumentar.
40	Punto en el que el pavimento muestra fallas más acentuadas y su condición de rodaje puede calificarse como regular o “aceptable” , su relación de deterioro aumenta rápidamente. Este punto es cercano al definido como punto “óptimo” de rehabilitación .
0	El pavimento está fuertemente deteriorado , presenta diversas fallas generalizadas y el tráfico no puede circular a velocidad normal. El pavimento se considera “fallado” y requiere acciones de mantenimiento mayor y eventualmente reconstrucción parcial y/o bacheo en un alto porcentaje del área.

4.2.3 Número estructural existente (SNe)

Para determinar los trabajos de rehabilitación y el espesor de refuerzo a colocar se deberá determinar el aporte estructural del pavimento existente. No tendrá un aporte como una estructura nueva, pero definitivamente las capas conformante y la superficie

de rodadura aportan estructuralmente y por lo tanto el refuerzo sólo será el faltante para soportar las cargas de diseño.

Para evaluar la estructura existente, se deberá ejecutar calicatas o excavaciones que permitan apreciar los espesores en servicio. Registrando además las calidades de los materiales confortantes, así como sus densidades, se podrá hallar el valor indicado (SNe).

La superficie de rodadura, constituida por la carpeta asfáltica que presenta deterioro deberá emplear tanto el coeficiente de transformación de espesor como el coeficiente de degradación. La tabla 4.7, proporciona el aporte estructural de estas capas, según el tipo de falla.

Tabla 4.7. Coeficientes de reducción por deterioro de carpeta asfáltica.

Tipo de Fisura	Deformación (mm)	COEFICIENTE
4 (ramificada)	10	0.8
6 (bloque)	20	0.6
8 (piel de cocodrilo)	30	0.4
10 (8 + disgregación)	30	0.3

Los tipos de fisuras mostradas, se basan en el catalogo de CONREVIAl y sus deformaciones en medidas con una regla de 1.20 m. en forma transversal; estas deformaciones se atribuyen a una baja estabilidad propia de la mezcla asfáltica.

4.2.4 Fricción neumático - superficie

La fricción entre el neumático y la superficie asfáltica, esta asociada a evaluar si la superficie del pavimento es segura, desde el punto de vista de fricción. Es muy poco lo desarrollado sobre esta materia. Se han determinado trabajos para evaluar la textura de la superficie asfáltica, empleando el equipo del péndulo, como el método del círculo de arena, los cuales determinan a nivel micro y macro respectivamente.

4.3 Sectorización

La integración final de los resultados parciales, aporta una alternativa más para lograr el sectorizado según la variable trabajada. La figura 4.13, a manera de ilustración, presenta las variables empleadas en la evaluación del pavimento. Se observa que se han colocado información como las fallas encontradas y relevadas por el método del PCI, se aprecia también el ahuellamiento registrado con una regla de aluminio colocada transversalmente y midiendo la deformada; cuando estos valores son iguales o mayores a 12 mm, se requerirá de un recapeo. Se integra información proveniente de la evaluación deflectométrica, en donde se aprecia también valores producto de la evaluación estadística. Se han colocado los registros de excavación proveniente de las calicatas ejecutadas en diferentes progresivas. La transitabilidad es un valor cualitativo que proporciona el ingeniero evaluador y que lo registra a lo largo de los trabajos de

campo, en que tiene que evaluar la comodidad al paso del vehículo. En la parte final se integra información del índice de la condición del pavimento y la condición misma.

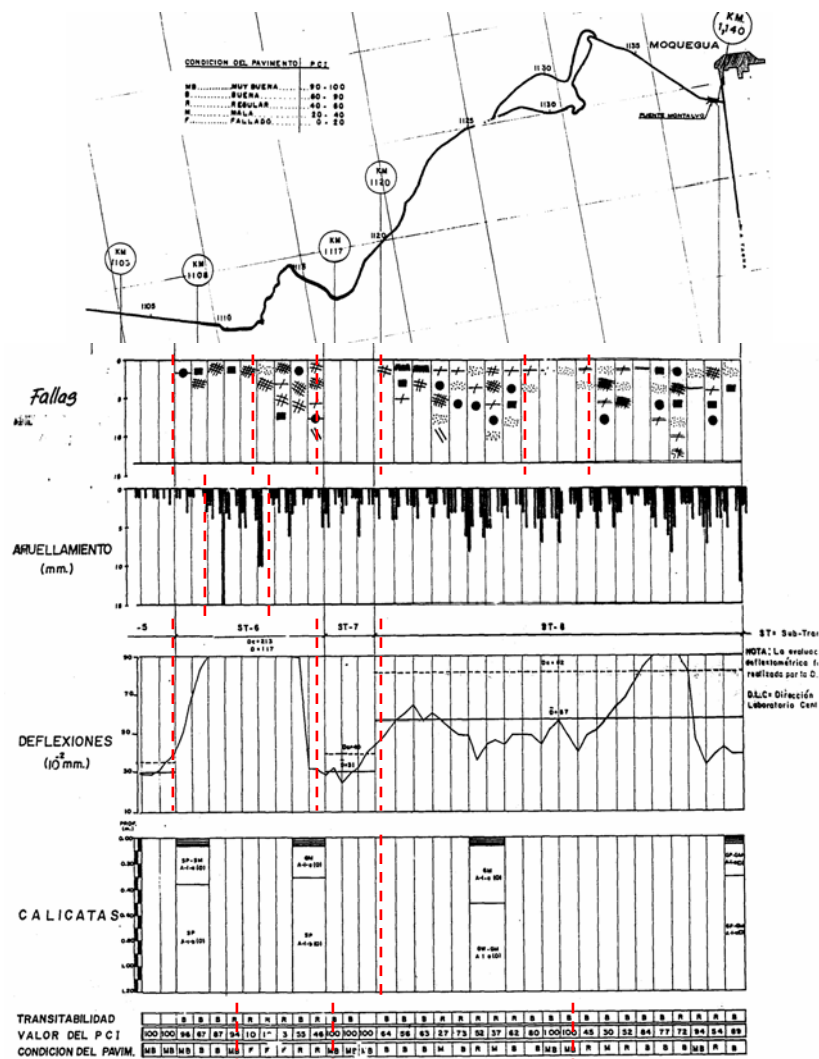


Figura 4.13. Integración de información con fines de sectorizado. (e.p.)

Cada variable aporta un sectorizado particular. Al inicio conviene sectorizarse de manera individual y luego integrarlos para definir el sectorizado final. El sectorizado corresponde a una etapa en la cual el profesional especialista aporta su experiencia para definir cuales serán los sectores a tratar en el diseño a manera separada. Cada sector tendrá un diseño independiente y la integración de todas las variables hará una propuesta sólida y coherente, difícil de rebatir y que permite el modelamiento geotécnico con fines de diseño del pavimento.

4.4 Diseño por el método de la AASHTO

El método AASHTO, toma la información proveniente de la Guide for Design of Pavement Structures, edición 1993, basado en el valor de CBR de la subrasante y

número de ejes estándar anticipado para determinar el número estructural de diseño. La rutina más común aplicable a los diseños de pavimentos, requiere de manejo de información empleada coherentemente y con cierto criterio ingenieril.

- Del proceso iterativo de la fórmula, se despeja el valor de diseño $SN_{\text{diseño}}$, que permite encontrar la situación de un pavimento nuevo.
- Conociendo los espesores del pavimento existente y sus características mecánicas, se obtiene el correspondiente número estructural $SN_{\text{existente}}$.
- Por diferencia, de los números estructurales anteriores, se encuentra el número estructural requerido $SN_{\text{requerido}}$ y por consiguiente el refuerzo recomendado.

Con la finalidad de procesar iterativamente la fórmula indicada, se divide el análisis por componentes. Estas componentes son de fácil proceso y permiten establecer los valores en una hoja de cálculo, como Memoria de Cálculo – Método AASHTO y cuyas partes tienen la forma siguiente:

$$K_1 = \text{Log}_{10}(W_{18}) - Z_r * S_o + 0.20 + 8.07$$

$$K_2 = \text{Log}_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]$$

$$K_3 = 2.32 * \text{Log}_{10}(MR)$$

Luego de reemplazar y despejar, la ecuación general de AASHTO, queda de la forma siguiente:

$$K_1 - K_3 = 9.36 * \text{Log}_{10}(SN + 1) + \frac{K_2}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}}$$

Si, se considera:

$$J_1 = 9.36 * \text{Log}_{10}(SN + 1)$$

y además:

$$J_2 = \frac{K_2}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}}$$

Por igualdad se debe cumplir que:

$$K_1 - K_3 = J_1 + J_2$$

o también:

$$(K_1 - K_3) - (J_1 + J_2) = 0$$

Esta última expresión, permite efectuar las iteraciones hasta cumplir la igualdad y por lo tanto encontrar el SN de diseño, tal como lo muestra la figura 4.14.

El particionar la fórmula permite además, evaluar la sensibilidad de la ecuación AASHTO, sin embargo, no se profundiza en esta etapa por no corresponder al objetivo del trabajo.

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES - AASHTO 93^{wgl}

INGRESO DE DATOS

W18 :	3,200,000	10 años
ZR (%) :	90	
So :	0.5	
Po :	4.0	
Pt :	2.0	
CBR de diseño :	15.0	

ESPESOR DE PAVIMENTO

	cm
Sub Base	0.0
Base Granular	0.0
Base Asfáltica en Caliente	0.0
Base Asfáltica en Frío	0.0
Rodamiento con Asfalto	0.0
Número estructural Existente	0

VIDA ESTIMADA DEL PAVIMENTO ORIGINAL

0 años

DETERMINACION DE CONSTANTES

K1	K2	K3	K1-K3
15.59764998	-0.130333768	9.69639931	5.9012507

ITERACION	SN	J1	J2	J1+J2	CONTROL
1	3.420	6.0412	-0.1466	5.8945	0.0067
2	3.421	6.0421	-0.1467	5.8954	0.0059
3	3.422	6.0430	-0.1468	5.8962	0.0051
4	3.423	6.0439	-0.1469	5.8970	0.0042
5	3.424	6.0448	-0.1470	5.8978	0.0034
6	3.425	6.0457	-0.1471	5.8987	0.0026
7	3.426	6.0467	-0.1472	5.8995	0.0018
8	3.427	6.0476	-0.1473	5.9003	0.0009
9	3.428	6.0485	-0.1474	5.9011	0.0001
10	3.429	6.0494	-0.1475	5.9020	-0.0007

NUMEROS ESTRUCTURALES:

DE DISEÑO : SN_{dis} = 3.428

REQUERIDO : SN_{req} = 3.428

ALTERNATIVA DE DISEÑO

CARPETA ASFALTICA	7.5 cm
BASE GRANULAR	19.2 cm, para un CBR de 80%
SUB BASE	0.0 cm, para un CBR de 40%
SUB BASE RECUPERADA	25.0 cm, para un CBR de 25%
Espesor Total	51.7 cm

Figura 4.14. Evaluación de la fórmula AASHTO. (e.p.)

4.4.1 Determinación de espesores

Los espesores finales del refuerzo o estructura recomendada (carpeta, base, sub base), se determinan empleando la expresión propuesta por la AASHTO, la cual comprende los coeficientes de transformación para cada tipo de capa. Para la transformación del número estructural en capas granulares y carpeta de rodadura, se emplea la expresión siguiente:

$$SN = a_1.D_1 + a_2.D_2.m_2 + a_3.D_3.m_3$$

Donde:

a_i = Coeficiente de la capa "i"

D_i = Espesor de la capa "i"

m_i = Coeficiente de drenaje de la capa "i"

La tabla 4.8, presenta los coeficientes de equivalencias de espesor. De acuerdo a los materiales empleados para elaborar la estructura, se podrá determinar los coeficientes de espesor en función a sus CBR. Los coeficientes se presentan para la superficie de rodadura, las bases granulares y sub bases. La combinación de los materiales y sus coeficientes de equivalencia, justificarán el número estructural hallado en el diseño.

Tabla 4.8. Coeficientes de equivalencia de espesor.

COMPONENTE DEL PAVIMENTO	Observación	Coefficiente ai
Capa superior		
• Carpeta concreto asfáltico tipo superior		0.17 / cm.
• Mezcla asfáltica en frío, en camino	(baja estabilidad)	0.08 / cm.
• Tratamiento superficial bituminoso tipo doble/triple		0.25 - 0.40 *
• Sello asfáltico (con agregados)		0.08 *
Bases		
• Bases tipo concreto asfáltico		0.17/cm.
• Bases granulares:		
	grava arenosa CBR = 40%	0.04/cm.
	grava arenosa CBR = 60%	0.05/cm.
	grava arenosa CBR = 80%	0.06/cm.
	agregado petreo trituración CBR >= 100%	0.07/cm.
	Base granular tratada con asfalto	0.135/cm.
	Base granular tratada con cemento	0.12/cm.
	Base granular con cal	0.06-0.12/cm.
Sub bases		
• Arena, arcilla arenosa	CBR = 10%	0.03/cm.
•	CBR = 25%	0.04/cm.
• Grava arenosa	CBR = 40%	0.045/cm.
•	CBR = 60%	0.05/cm.

* Globales, no se considera el espesor

4.5 Estrategias de refuerzo

De acuerdo a las exigencias de los términos de referencia, se podrá diseñar el pavimento para una vida útil de 10 y 20 años por separado y en el mejor de los casos una rehabilitación por etapas, que permita una primera inversión y luego de 10 años, prolongar, el servicio de la vía por 10 años más.

Esta alternativa se emplea por restricciones económicas o por desconocimiento de una de las variables de diseño, especialmente el tráfico. De esta manera la rehabilitación pone en uso a la vía y con el servicio que aporte, se podrá definir algunas características que quedaron pendientes debido a la mayor incertidumbre.

Cuando se aplique el método de CONREVIAl, se podrá utilizar la fórmula de evolución, parecida a una vista anteriormente, de las deflexiones después del primer refuerzo:

$$N = \frac{1.90}{Dc^{5.3}}$$

Donde:

N : Número de ejes estándares equivalentes de 8,2 tn, para los que se diseñó la alternativa propuesta (en millones).

Dc : Deflexión característica del pavimento al llegar a su condición crítica, al término de la vida útil, (en mm).

La tabla 4.9, muestra un ejemplo de una carretera con varios tramos, cuya tasa de crecimiento del tráfico es 5.0%. Además se presentan dos alternativas, para 10 y 20 años. En una primera fase se hace solamente el refuerzo para un servicio de 10 años y al término de este plazo se hace otro refuerzo para alcanzar a los 20 años.

Tabla 4.9. Diseño por etapas según deflectometría. ($r = 5\%$)

Tramos	1A	1B	2			3	4A		4B	5	
Tránsito acumulado 10A T10 (Millones)	11.70	8.90	3.03			2.51	0.76	0.52		3.70	
Deflexiones Características D_{c1}	0.43	0.66	0.74	0.35	0.53	0.65	0.72	0.60	0.40	0.73	0.38
Corrección estacional de D_{c1}	0.60	0.92	1.04	0.49	0.74	0.91	1.01	0.84	0.56	1.02	0.53
Deflexiones Admisibles D_{a1} ($N=1,15/d^4$)	0.56	0.60	0.78	0.78	0.78	0.82	1.11	1.22	1.22	0.75	0.75
Rehabilitación ($h=18/0,434 \text{ Log } dc/da$)											
Con Corrección	1.31	7.79	5.00	No	No	1.82	No	No	No	5.65	No
Tránsito acumulado 20A T20 (Millones)	30.77	23.57	7.98			6.62	1.99	1.36		9.72	
Tránsito acumulado entre 10 y 20 años (T20 - T10)	19.07	14.67	4.95			4.11	1.23	0.84		6.02	
Evolución de D_{c2} durante los 10 primeros años (T10) $N=1,90/D_{c2}^{5,3}$	0.71	0.75	0.92			0.95				0.88	
Deflexión admisible para el tránsito (T20-T10) D_{a2} ($N=1,15/d^4$)	0.53	0.57	0.74			0.78				0.71	
Rehabilitación después de 10 años de servicio ($h=18/0,434 \text{ Log } dc/da$)	5.27	5.02	3.79			3.59				3.99	

La figura 4.15, cruza información de la deflexión característica, respecto a la deflexión admisible (D_a) por la apreciación del estado visual según el índice de la condición del pavimento (PCI). Cada uno de los casos mostrados corresponde a los siguientes:

PCI		Deflexión - D_a	
70 - 100	Bueno	1	2
30 - 70	Regular	3	4
0 - 30	Malo	5	6

Figura 4.15. Integración de valores de D_c , D_a y PCI. (e.p.)

Caso 1: Deflexión característica inferior a la deflexión admisible y excelente valor de PCI. Sólo se necesita mantenimiento normal.

Casos 2 y 3: Casos dudosos. Hacer análisis complementarios: historia de la carretera, mantenimiento reciente (por ejemplo, sello que puede esconder degradaciones) proximidad de la deflexión característica respecto a lo admisible (la cual no puede ser solución absoluta), antes de decidir de la oportunidad de hacer un refuerzo.

Casos 4, 5 y 6: Hacer rehabilitación y refuerzo. También en el 5 a pesar que tiene buen valor de deflexión.

La figura 4.16, presenta el plano clave de las soluciones, que resume lo tratado durante la evaluación de pavimentos. Se considera el sectorizado para cada solución proporcionada. El plano describe las actividades por ejecutar durante la obra.

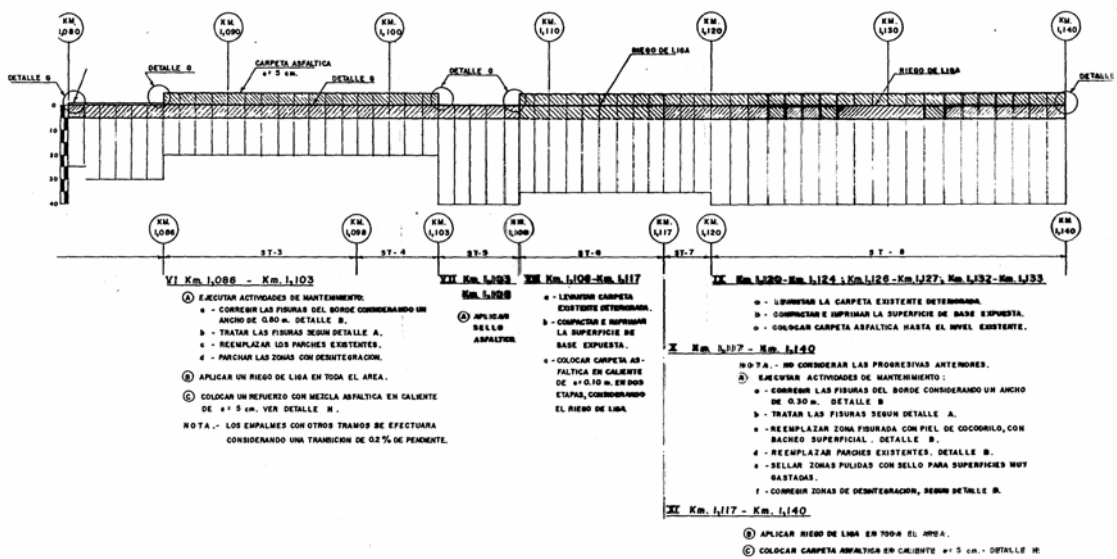


Figura 4.16. Plano clave de soluciones de M&R. (e.p.)

CAPÍTULO V.- GESTIÓN EN LA GEOTECNIA VIAL

En la actualidad y a nivel mundial se maneja el tema de *Sistema de Gestión de Carreteras (SGC)*, que evalúa la infraestructura con la finalidad de establecer actividades de mantenimiento optimizando la inversión.

El presente trabajo propone realizar una gestión de carreteras, que como la administración, tiene mucho que ver con las inversiones en pavimentos según las actividades establecidas para la rehabilitación. Se define como *Gestión en la Geotecnia Vial (G²V)* para establecer una muy cercana coincidencia con un sistema de gestión que permita elegir la mejor solución, contrastada con la economía de la obra. Para ello se ha contado con la adecuación del programa referido al Sistema de Análisis de Rehabilitación de Pavimentos (*SARP*), desarrollado por el Dr. Jugo Burguera, como parte de una Gerencia de Inversión de Pavimentos (*GIP*) para obtener su grado de Doctor.

Si bien no es el objetivo del presente trabajo, es conveniente aclarar que *SARP* emplea datos provenientes del modelo también propuesto y llamado *GEO-PAV*, donde emplea factores directos y de influencia. Se llama factores directos a aquellos que como tradición se han venido empleado en la determinación de los números estructurales de diseño; y se llaman factores de influencia a aquellos nuevos valores que con desigualdad de realidades, deben ser considerados para adaptar el método y ser coherentes con los resultados.

El programa *SARP* integra las informaciones provenientes de la evaluación superficial efectuada al pavimento con su correspondiente evaluación estructural, haciéndolo más completo que otros programas empleados en el medio.

La propuesta de realizar un programa de *G²V*, se basa en procesar la información indicada y hallar alternativas de solución asociadas al valor de *PCI* correspondiente, de tal manera que basado en la inversión que se deba hacer para la propuesta permita la toma de decisiones a nivel proyecto, que luego podrá ser llevado a nivel de red.

5.1 Filosofía de M&R

Los trabajos de Mantenimiento y/o Rehabilitación (*M&R*), se basan en los valores de *PCI* o también en el valor de *PSI*, para los cuales se evalúan la trayectoria de degradación que puede presentar el pavimento a lo largo del tiempo de servicio. La figura 5.1, presenta la forma de degradación de una estructura de pavimento que fue diseñada según la trayectoria de línea continua.

Se entiende que la línea correspondiente a un diseño sobredimensionado, no causa mayor problema ya que se tendrá una obra generosa al durar más del tiempo previsto. Sin embargo la línea entrecortada correspondiente a una estructura infradiseñada, sí genera un serio problema ya que se tendrá una estructura de pavimento que no alcanzará el tiempo de diseño y por lo tanto deberá ser tratado mediante actividades de *M&R* antes de cumplir el tiempo de servicio.

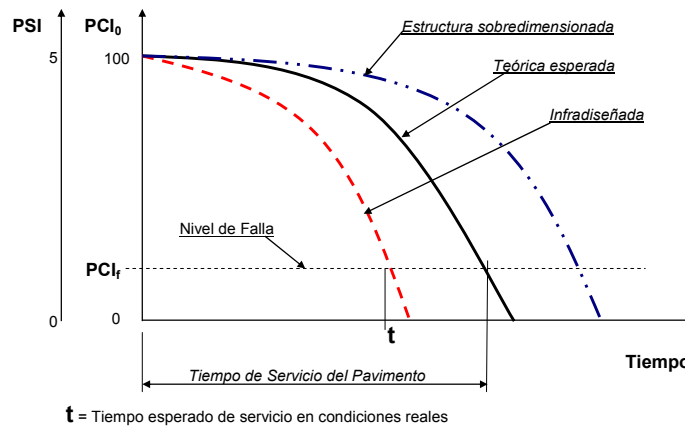


Figura 5.1. Situaciones de degradación del pavimento

Esta degradación se presenta por diferentes causas, tal como lo muestra la tabla 5.1, en la cual se menciona algunas de las razones por la cual se consigue una trayectoria de degradación de un pavimento infradiseñado.

Tabla 5.1. Causas de fallas de un pavimento

Causa	Efecto	Comentario
Incierta proyección del Tráfico	Infra-diseño	Cargas reales diferentes a las previstas en el diseño.
Mal Proceso constructivo	Estructura débil	Inadecuados espesores, mezclas y estabilización; deficiente distribución y compactación.
Deficiencias en el Proyecto	Antieconómica	Diseños inadecuados; mala valorización de subrasante; inadecuada dosificación de la mezcla; no consideración del factor ambiental.
Inesperados Factores ambientales	Vida útil	Elevación de napa freática; inundaciones; lluvias prolongadas; insuficiente drenaje superficial o profundo; variación térmica; congelamiento; sales nocivas.
Deficiente mantenimiento	Pronta rehabilitación	Técnicas inadecuadas; falta de conservación.

Los valores de PCI se calculan en base a la información obtenida de una inspección visual efectuada por el profesional responsable. Este índice ayuda al ingeniero como proceso de evaluación, en la determinación de labores y en la definición de prioridades de mantenimiento y reparación.

La figura 5.2, muestra como al realizar una medida de mantenimiento y rehabilitación (M&R), el valor de PCI se incrementa a la posición de PCI(d), modificando la trayectoria que sigue la degradación y aumentando el tiempo de servicio. Para un tiempo t de servicio. Las actividades de M&R, que elevan el valor del PCI, propicia un tiempo de servicio añadido (VRE (+)). Estas actividades de M&R puede darse tanto para

alargar el tiempo de servicio del pavimento, como para corregir el tiempo para el cual fue diseñado inicialmente. El proceso de degradación del pavimento presenta una trayectoria que al final coincide con el valor de PCI final (PCI_f) en un nivel que no llega a la destrucción total de la estructura. Este nivel de falla puede ser el requerido en los términos de referencia del MTC, pero lo más importante radica en que la curva interseca a este nivel para un tiempo igual al de diseño e igual a $(nt + nx(VRE))$.

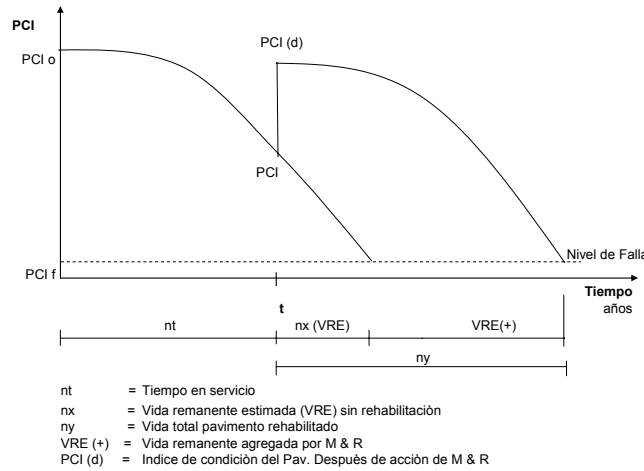


Figura 5.2. Concepto de Vida Remanente

Para determinar la tendencia de la degradación del pavimento, ya sea por PCI o por PSI, se deberá ejecutar trabajos de mediciones periódicas que permitan plotear la gráfica y evaluar el comportamiento del pavimento frente al tiempo de servicio que brindará. La figura 5.3, presenta recomendaciones de cuando ejecutar las evaluaciones, en función de la categoría de la carretera según su nivel de prioridad.

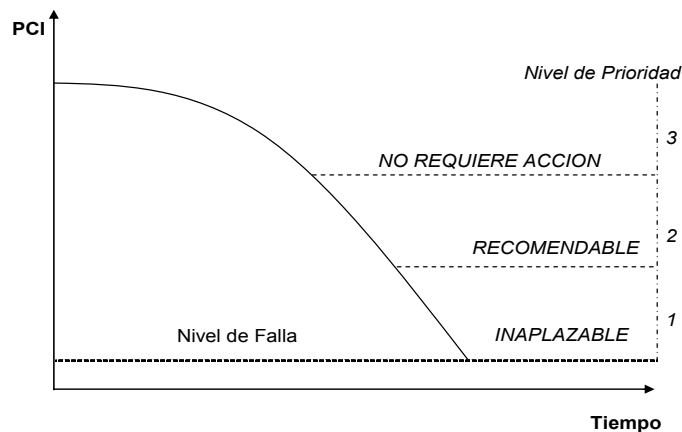


Figura 5.3. Frecuencia de evaluación de pavimentos

La tabla 5.2, determina el tiempo recomendable para efectuar los trabajos de evaluación, en función al nivel determinado anteriormente. Se aprecia las carreteras de primera categoría, intermedias y caminos rurales.

Tabla 5.2. Frecuencia de evaluación del pavimento en años

Nivel de prioridad	Tipo de vía		
	Primaria	Secundaria	Terciaria
1	5	1	1
2	1	1	2
3	1	2	3

5.2 Programa SARP

El programa, Sistema de Análisis de rehabilitación de Pavimento SARP, se emplea para generar alternativas de Mantenimiento y Rehabilitación (M&R) en pavimentos flexibles³¹, simulando la actuación de un ingeniero experto y permitiendo determinar lo siguiente:

- Posibles acciones correctivas que el pavimento pueda requerir.
- La vida remanente estimada (VRE) de la estructura tal y como se encuentra.
- Tiempo añadido por cada acción de M&R.
- Costo por km.
- Beneficio producido en la calidad de rodaje.

La información se asociada a cada tramo de vía evaluada y puede ser usada para la toma de decisiones a nivel de proyecto o para suministrar información al sistema a nivel red y de esta manera efectuar la gestión de inversión.

5.2.1 Uso del programa SARP

El programa SARP requiere de una serie de datos referentes al tramo analizado. Una vez iniciado el programa se presentan al usuario las pantallas siguientes:

³¹ Cfr.: Jugo Burguera

Pantalla 1

MENU PRINCIPAL

<1> CORRER SARP

<2> ACTUALIZAR INFORMACIÓN DE COSTOS

<3> SALIR

<1> Presentará la pantalla 2 e iniciará la ejecución de SARP.

<2> Presentará la pantalla 7 que da al usuario la oportunidad de actualizar los costos unitarios de las diferentes estrategias de M&R empleadas en el programa.

<3> Salir y terminar la ejecución del programa. Retornar al BASIC

Pantalla 2

I TITULO

<1> Tramo:

<2> Código GIP:

<3> Fecha actual:

<4> Operador:

<5> Fecha de evaluación (mes-año) y/o comentarios:

<1> Nombre del tramo en base a la designación GIP (máximo 30 caracteres).

<2> Código GIP del tramo de acuerdo a la sectorización hecha en cada departamento.

<3> Fecha actual del análisis (mes y año)

<4> Iniciales o nombre del operador del programa.

<5> Fecha en que se hizo la determinación del PCI del tramo, o comentarios en caso que se desee identificar una corrida específica del programa (max. 250 caracteres).

Pantalla 3

II DATOS DEL TRAMO

<1> Altura media (mts.) sobre niv. del mar:

<2> Nivel de confianza deseado (asume 50%):

<3> PCI:

<4> PDT actual (vpd – 2 dir):

<5> Número de años en servicio:

<5> Es segura la superficie del pavimento (s/n):
(por resistencia a la fricción)

<1> Altura media del tramo sobre el nivel del mar, en metros.

Esta información puede ser aproximada, la misma se emplea en el programa para estimar coeficientes estructurales de mezclas asfálticas en función de la temperatura; y de otros materiales de la estructura en base al criterio AASHTO.

<2> El nivel de confianza representa un estimado de la probabilidad estadística de que los valores de vida remanente determinados por el programa se cumplan. Se puede escoger entre tres niveles de confianza 50, 70 y 90%. Los niveles elevados solo deben usarse para vías muy importantes ya que ellos introducen factores de seguridad altos en las estimaciones. Se considera que una gran parte de la vialidad nacional se puede trabajar adecuadamente con una confiabilidad de 50%.

<3> Valor PCI del tramo analizado.

<4> PDT, promedio diario actual de tráfico en ambos sentidos.

En caso de no disponer de un valor actual del PDT, este debe actualizarse en base al último dato confiable y su tasa de crecimiento.

<5> Número estimado de años que el pavimento tiene en servicio desde su construcción o última rehabilitación mayor.

<6> Indicar si la superficie del pavimento es segura o antiresbalante desde el punto de vista de fricción. Si la respuesta es diferente de <n> la superficie se asume como segura.

Pantalla 4

III PCI – VALORES DE DEDUCCIÓN

Cuántas fallas se detectaron en el pavimento:

III PCI – VALORES DE DEDUCCIÓN

Indique <#> de falla:

FALLA:

Valor de deducción Falla <#>:

PCI – VALORES DE DEDUCCIÓN

#	FALLA	Valor de Deducción
3	Grietas de contracción	21
15	Ahuellamiento	34

Pantalla 5

IV ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

<1> CBR de diseño:
(ENTER --> asume CBR = 3%)

<2> Espesor de sub-base (cm):

<3> Base granular (cm):

<4> Base asfáltica en caliente (cm):

<5> Base asfáltica en frío (cm):

<6> Superficie de Concreto Asfáltico (cm):

<7> Vida estimada del pav. original (años):

Pantalla 6

V VARIABLES DE TRAFICO

<1> % de camiones (asume 26%):

<2> Factor Camión (asume 1.4):

<3> % de crecimiento de tráfico (asume 4%):

<4> Número de canales (asume 2):

<5> Ancho de canal (asume 3.6 m.):

Paso 1: Se pregunta el número de fallas que fueron observadas en el pavimento. Sólo se requiere indicar cuantas fallas se observaron ignorando los distintos grados de severidad que éstas presenten.

Paso 2: Una vez que se ingresa la cantidad “n” de fallas, el programa pregunta “n” veces el número de la falla y su valor de deducción.

Paso 3: Al terminar la introducción de los valores de deducción de las fallas estas son mostradas al usuario. En este momento cualquier valor o falla puede ser corregido, añadido, o eliminado. Si se desea eliminar una falla, erróneamente introducida, indique su número y “0” como valor de deducción en el procedimiento de corrección.

<1> CBR de diseño, valor correspondiente al CBR promedio de la subrasante de la vía.

<2> Espesor promedio de la sub-base granular (CBR<60).

<3> Espesor promedio de la base granular (CBR>=60).

<4> Espesor promedio de la base granular o capas inferiores del pavimento constituidas por mezcla asfáltica en caliente.

<5> Espesor promedio de base de mezcla asfáltica en frío.

<6> Espesor promedio de la capa de concreto asfáltico densamente gradada o de rodamiento.

<7> Este valor corresponde a la “mejor estimación” de la duración del pavimento original o de su última rehabilitación mayor.

<1> Porcentaje de camiones o vehículos pesados en la composición del tráfico de la vía.

<2> Factor camión: Este valor representa el número promedio de eje equivalente a 18.000 lbs. (8.2 tn) por camión.

<3> Tasa de crecimiento anual del tráfico, en porcentaje.

<4> Número de carriles de circulación de la vía o pista en caso de que la vía sea dividida.

<5> Ancho del canal de circulación.

Pantalla 7

<p>ACTUALIZACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE COSTOS PARA LAS ESTRATEGIAS DE M&R</p> <p>Número <#> de la ESTRATEGIA que desea modificar: (Refiérase al Manual del usuario)</p>

La modificación o actualización de los precios unitarios, se registrarán en la subrutina que puede ser seleccionada desde el MENU PRINCIPAL mostrado anteriormente en la Pantalla 1.

Pantalla 8 (ejemplo)

Estrategia de M&R <#>: 19	
Nombre de la estrategia: Capa de refuerzo (e=7 cm)	
Costo unitario actual: 52.50	
Indique nuevo COSTO UNITARIO:	
<ESTRATEGIAS>	<UNIDADES>
2,5,6,9,10,14,15,16	S./ m2
3,4,26,27,28	S./ m2-cm
17,18,19,20,23	S./m2(espesor total)
7,21,22,24	S./ m2 (espesor 2-3 cm)

Una vez que se introduce el número de la estrategia cuyo costo va a ser actualizado, se presenta la Pantalla 8. Esta muestra el nombre de la estrategia o acción de M&R, así como el costo unitario que se encuentra en la memoria del programa, pudiendo ingresar un nuevo costo. Esta pantalla presenta una guía ayuda de las unidades en que deben introducirse los costos de cada estrategia. Los mismos deben incluir materiales, mano de obra, equipos, y transportes necesarios para ejecutar la acción indicada.

Algunos datos se muestran en pantalla, proporcionando la opción de continuar o salir de la ejecución del programa. En caso de continuar la ejecución se pregunta si se desea una copia impresa de los resultados. En caso afirmativo, los resultados son presentados en pantalla y papel simultáneamente.

5.2.2 Recolección de información

Con la finalidad de organizar y facilitar la recolección de información para correr el programa SARP debe utilizarse la planilla diseñada para tal fin, la cual se muestra en la figura 5.4 y que también se mostrara en capítulo anterior. La calidad y confiabilidad de la información producida por el programa, es enteramente dependiente de la calidad y precisión de la información que le suministre.

PLANILLA DE RECOLECCIÓN DE DATOS <SARP>

TRAMO : Km. 1120 - Km. 1140

CODIGO GIP DEL TRAMO: M - ST - 8 FECHA: JUN-06

OPERADOR: W. GUTIERREZ L

FECHA DE EVALUACIÓN Y/O COMENTARIOS: ABRIL-06
 Trabajos realizados para preparar el presupuesto 2007

ALTURA MEDIA (m) SOBRE NIV. MAR: 1100

NIVEL DE CONFIANZA (50, 70 ó 90%) 50 PCI 64

PDT ACTUAL (vpd - 2 dir) : 752 AÑOS DE SERVICIO: 22

ES SEGURA LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO POR FRICCIÓN (s/n): 5

PCI - FALLAS - VALOR DE DEDUCCIÓN (VD)

Nº FALLAS EN EL PAV. n= 8

	V.D.		
1 Grieta piel / cocodrilo	- 89 -	CBR DE DISEÑO :	45
2 Exudación de asfalto	- 11 -		
3 Grietas de contracción	- 64 -	ESPESOR	
	- - -	PAVIMENTO	cm.
4 Elevac / hundimientos	- - -		
5 Corrugaciones	- - -	Sub - Base	- - -
6 Depresiones	- - -	Base Granular	- 35 -
7 Grietas de borde	- 16 -	Base asf. en cal.	- - -
8 Grieta reflex. junta	- - -	Base asf. en frío	- - -
10 Grietas long / transv.	- 68 -	Rodamiento con asf.	- 5 -
11 Baches / zanjas rep.	- 14 -		
12 Agregado pulido	- 18 -	Vida estimada del	
13 Huecos	- - -	pav. Orig. (años)	- 20 -
15 Ahuellamiento	- - -		
16 Deform. por empuje	- - -	% Camiones	- 50.2 -
17 Grietas deslizam.	- - -	Factor Camión	- 8.7 -
18 Hinchamiento	- - -	% Crecimiento Traf.	- 3.0 -
19 Disgreg / desinteg.	- 18 -	Número de Canales	- 2 -
		Ancho de Canal	- 3.6 -

Figura 5.4. Planilla de recolección de datos.

5.2.3 Interpretación de resultados

El programa analiza la información que le ha sido suministrada con la finalidad de determinar una serie de indicadores que le permitan estimar las condiciones del pavimento, tanto funcional como estructural, su posible causa de falla y otras características que permitan diagnosticar el problema y definir posibles soluciones en el caso de que estas sean requeridas. Los resultados del análisis son presentados en pantalla y mediante copia impresa, comprendiendo lo siguiente:

- Información general y datos del tramo.- La parte inicial del reporte contiene los datos correspondientes al tramo tal y como han sido introducidos por el usuario.

- Análisis de resultados.- Se presentan los resultados del análisis del pavimento. En la primera fila, bajo el título *Vida Remanente Estimada* se indica la vida estimada en años para que el pavimento llegue a su condición de falla funcional de no aplicarse antes alguna acción de mantenimiento mayor. Este valor de VRE, corresponde al dato que debe ser introducido en el programa GIP para determinar el nivel de prioridad del tramo. Para cada alternativa se presenta la información siguiente:

La figura 5.6 muestra las actividades por realizar y que permitirá gestionar adecuadamente. Se aprecia las nuevas curvas de degradación que pudieran generarse luego de las actividades de M&R. Se interpreta un mayor tiempo de servicio por actividad realizada.

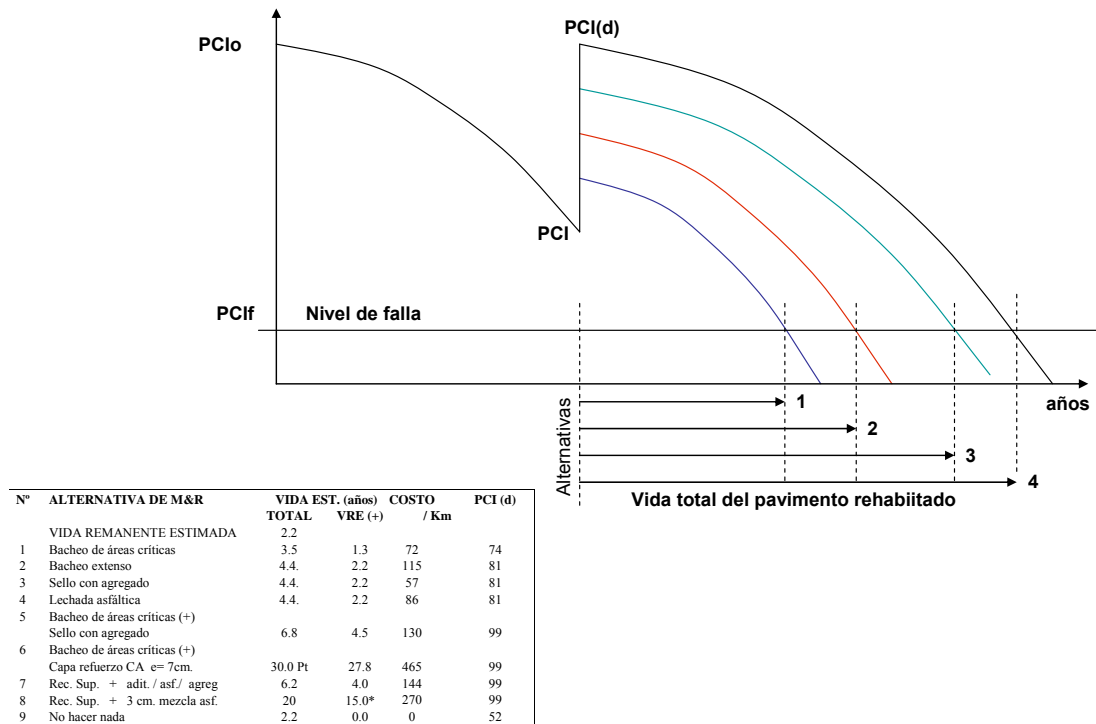


Figura 5.6. Alternativas de M&R

La política de mantenimiento no está definida para permitir que las carreteras alcancen el tiempo de diseño. Si bien existe un manual foráneo de mantenimiento, la logística no siempre contribuye para tal fin. A pesar que los estudios plantean un proceso de degradación para evaluar la rentabilidad del proyecto, estos no son rescatados para establecer estrategia de mantenimiento. Tal es el caso del empleo del software HDM, que evalúa más la rentabilidad de la inversión.

La gestión en geotecnia vial (G^2V) y otros de gerencia de inversión en pavimentos GIP³², evalúan un sistema con información de diferentes tramos en que se divide la red vial nacional. El trabajo consistirá en determinar lo siguiente:

- Niveles de prioridad que las vías presenten.
- Acciones de M&R para cada tramo.
- Presupuesto *tope* (monto de los recursos requeridos para mejorar todas las vías que así lo ameriten).
- Presupuesto *óptimo* en función de los recursos reales disponibles.

³² Cfr.: Jugo Burguera

Los tramos se ordenan en forma secuencial y según su Nivel de Prioridad. La tabla 5.3, presenta la descripción de estos niveles de prioridad que se han basado en la condición del pavimento, en la vida remanente estimada y de la importancia de la vía en función del volumen de tráfico.

Tabla 5.3. Niveles de prioridad para M&R (Jugo B.)

<u>PRIORIDAD</u>	<u>CONDICION</u>
1	El pavimento requiere ser mejorado, debe ejecutarse alguna acción de mantenimiento mayor (condición CRITICA).
2	El pavimento muestra deterioro pero su condición es aún “aceptable” y acciones de mantenimiento mayor, aunque recomendables, pueden diferirse.
3	Pavimento en “buena” condición, no se requiere acción especial sólo mantenimiento menor localizado.

En el nivel de prioridad 2 el pavimento estaría cercano al punto “óptimo de rehabilitación”, en el que acciones de M&R son realmente efectivas y considerablemente más económicas a largo plazo. De no aplicarse mantenimiento mayor se requiere mantenimiento rutinario preventivo y/o correctivo. Se define como mantenimiento mayor una acción que se aplica a toda la superficie del pavimento en el tramo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

La Tesis propone un trabajo ordenado y sistemático que permite obtener los parámetros de diseño de pavimentos flexibles, coherente con la realidad nacional y sus características de cada región del país.

GEO-PAV, es el nombre otorgado a la forma de analizar la realidad que permite la obtención de parámetros de diseño, integrando información tradicional o clásica y tendencias actuales.

GEO-PAV presenta factores directos y de uso tradicional, como tráfico, valores estadísticos Z_r y S_o , valor de PSI esperado al inicio y final del servicio y valor de CBR.

El cálculo del tráfico proyectado, presenta variables que generan mucha incertidumbre. El tiempo real a proyectar debe comprender el tiempo en que se desarrolla tanto el proyecto como la obra

El nivel de confianza (Z_r) empleado y sugerido para los diseños será el correspondiente al 95% y para el cual se tendrá un valor de nivel de confianza igual a -1.645.

El error que puede ocurrir por efecto de contemplar un tráfico (S_o) de baja probabilidad de ocurrencia, admite un valor de probabilidad igual a 0.35 a 0.45.

Los índices de serviciabilidad (PSI) al inicio y final del servicio es recomendado por el MTC en sus términos de referencia. Un valor tendrá al momento de culminada la obra (P_o) y otro luego del tiempo de servicio y de diseño (P_t). La diferencia participará en la fórmula AASHTO.

En otros países se emplea el PSI al inicio (P_o), para ofertar en licitaciones, donde gana el que ofrece el mayor PSI. Además en caso que el contratista mejore su oferta, comparten la ganancia como premio y estímulo.

La determinación del valor del CBR, o su equivalencia a módulo resiliente (M_r), presenta inconvenientes en su determinación, sectorizar la vía según la homogeneidad estructural y otras características coherentes para lograr el diseño propuesto en GEO-PAV. En 2º lugar emplear el *Método de la Línea 70*, sugiere un criterio, 2 la integración de los materiales representativos bajo esta línea.

En caminos alejados de centros poblados y de difícil acceso, es complicado la logística para trasladar muestras al laboratorio. El uso del PDC, permite un tamaño de muestra de datos que pueden ser procesados estadísticamente.

A nivel mundial se han determinado correlaciones entre el valor de CBR y del M_r , considerando más acorde aquella expresión planteada por el Instituto de Aeronáutica de Brasil, que tiene la expresión y válida para CBR entre 4 a 48 siguiente:

$$\text{CBR (MPa)} = 0.0624(\text{Mr})^{1.176}$$

Los factores de influencia, son parámetros indirectos que no han participado tradicionalmente en los diseños de pavimentos, como la altitud, el PCI, el SN existente y la adherencia o fricción entre el neumático y la superficie asfáltica.

La Altitud esta relacionada con las regiones naturales del país, propiciando información relacionada a temperatura máxima y mínima, como también de las precipitaciones máximas alcanzadas. Las vías de penetración presentan heterogeneidad de los factores mencionados y para lo cual se deberá atender diseños puntuales en cada sector de una misma carretera.

El método del PCI, considera evaluar la totalidad del área superficial de la carretera en estudio permitiendo el procesamiento computarizado de las fallas y definiendo actividades de mantenimiento y rehabilitación.

El número estructural existente (SNe), aporta un valor significativo en los refuerzos de diseño y por lo tanto su estimación de aporte deberá ser calculado exhaustivamente.

En el medio es poco lo tratado sobre la fricción entre el neumático y la superficie asfáltica, sin embargo las velocidades alcanzadas en carretera no tienen las mismas consecuencias que en otros países. La mayor parte de los accidentes se deben a otras explicaciones.

Los trabajos de sectorizado proporcionan al ingeniero herramientas sólidas para la toma de decisiones, evitando diseños o proyectos vulnerables a las opiniones de otros profesionales.

Es muy conveniente visualizar todos los resultados en un plano clave que permita diferenciar objetivamente los sectores de trabajo y sus valores asociados.

El método de diseño AASHTO, se mantiene vigente pero debe aceptar ciertas modificaciones que se orientan como factores de influencia y que actualmente se determina a manera de responsabilidad profesional debido a la falta de normatividad y a las condiciones de trabajo de cada Región.

La versión de AASHTO 2002 a pesar que se encuentra en revisión, el presente trabajo ha mencionado información proveniente de dichos documentos.

Los trabajos realizados y por realizar son afrontados de un punto de vista filosófico ya que si no se logra entender las condiciones de realidad nacional poco pueden importar los métodos que actualmente se promocionan como mecanísticos, empíricos o la combinación de ambos.

No se debe ahondar en nuevos métodos foráneos si no se establecen las líneas de investigación que permitan normar la forma de diseñar en nuestra realidad. Todo método existente es un buen punto de partida que los programas de cómputo no deben generalizar.

Los espesores de la estructura obtenidas en los diseños, requiere de un claro conocimiento de las calidades de materiales de cantera de entorno de la obra.

Cuando la incertidumbre en los valores determinados para los parámetros de diseño, no permite hallar el diseño ingenieril definitivo es conveniente realizarse diseño por partes; de esa manera no se realiza una elevada inversión en la obra y durante el tiempo de servicio se podrá ejecutar labores correctivas en la determinación de los parámetros de diseño.

El pavimento es una estructura que no es solicitada por su carga de diseño, sino hasta el final del tiempo de servicio; luego se puede concluir que la estructura siempre estará sobredimensionada y por lo tanto las fallas prematuras (primer tercio de servicio) que pudieran presentarse en las estructuras, corresponderan exclusivamente al proceso constructivo.

Recomendaciones

Futuros trabajos de investigación deben orientarse a ensayos indirectos que evalúen la capacidad de soporte del terreno de subrasante y que permita mayores y mejores datos obtenidos en el menor tiempo posible.

Poner en práctica el modelamiento propuesto por el GEO-PAV y el sectorizado, para afinar los requerimientos que sean necesarios en su adaptación a la realidad geográfica nacional.

Si bien no ha sido parte del presente trabajo, se debe evaluar, qué efectos produce los factores de influencia en la estructura de pavimentos, en los materiales constituyentes o en la carpeta asfáltica sensible al intemperismo.

Proponer un trabajo ordenado y sistemático que permita establecer normas de diseño para cada una de las regiones del país, mediante, el aporte de profesionales que residen en cada región.

Intensificar los trabajos de evaluación del tráfico que reduzca la incertidumbre existente en la actualidad y que redunde muchas veces en una estructura infradiseñada.

Emplear los equipos desarrollados por el Instituto de Investigación y el Laboratorio de Mecánica de suelos de la FIC – UNI, para en convenio con el MTC que permita evaluar la red vial nacional.

Desarrollar investigaciones en la determinación del correcto valor de capacidad de soporte con fines de diseño y para lo cual se puede generalizar el uso del *Método de la Línea 70*.

Desarrollar equipos alternos de recolección de datos de resistencia de la subrasante, del tipo innovador y creativo, que permita incrementar el tamaño de muestra y de esa manera reducir la dispersión de los valores de capacidad de soporte.

Incrementar en la formación del estudiante de ingeniería cursos de geografía de tal manera logre sensibilizarse con las características ambientales de las regiones del país y establecer criterios de diseño para tales situaciones.

Generalizar el empleo del método del PCI, como método de evaluación superficial que abre opciones al programa SARP a nivel de proyecto y de gestión en geotecnia vial, a nivel de red.

Referencias Bibliográficas

- 1 AASHTO (1993), Interim guide for design of pavement structure, USA, American Association of State Highway and Transportation
- 2 AASHTO (1993), Guide for Design of Pavement Structures, USA, American Association of State Highway and Transportation
- 3 Asociación Española (2004), Carreteras; Revista Técnica, España, Asociación Española
- 4 Assarson, B. - Granholm, P. - Karl, G. (2001), Libro de consulta para Evaluación Ambiental, USA, Banco Mundial
- 5 Banco Mundial (1991), Libro de Consulta para Evaluación Ambiental – Volumen II Lineamientos Sectoriales, USA, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento / Banco Mundial, Washington
- 6 Banco Mundial (1991), Libro de Consulta para Evaluación Ambiental – Volumen III Lineamientos para Evaluación Ambiental de los Proyectos Energéticos e Industriales, USA, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento / Banco Mundial, Washington,
- 7 Banco Mundial (2001), Libro de consulta para Evaluación Ambiental T1, USA, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento
- 8 Banco Mundial (2001), Libro de consulta para Evaluación Ambiental T2, USA, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento
- 9 Banco Mundial (2001), Proyecto Rehabilitación para Transporte Urbano, USA, The World Bank
- 10 Banco Mundial (1991), Libro de Consulta para Evaluación Ambiental – Volumen I Políticas, Procedimientos y Problemas Intersectoriales, Washington, USA, Banco Internacional de Reconstrucción y Fomento / Banco Mundial
- 11 BCEOM – OIST Asociación – ED4 (2000), Memoria de Cálculo del Diseño de Pavimentos Carretera Piura – Sullana – La Tina – Puente Macará y Piura – Paita, Lima, Perú.,
- 12 Beena Sukumaran (1987), SUITABILITY OF USING CALIFORNIA BEARING RATIO TEST TO PREDICT RESILIENT MODULUS, Rowan University
- 13 Berger, L. (1989), Manual para la evaluación estructural de pavimentos por métodos no destructivos, Lima, Perú., MTC
- 14 Cano G., L. (1999), Aspectos Geotécnicos en el Diseño y Construcción de Proyectos Viales, Lima, Perú., CISMID-UNI
- 15 Cardoso H., S. (1997), Módulo de Sub Rasante basado en el Cálculo del CBR Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Río de Janeiro, Brasil, Symposium internacional
- 16 Castillo A., J. (1997), Análisis Tridimensional de Pavimentos Asfálticos, Río de Janeiro, Brasil,
- 17 CONREVAL (1983), Estudio de Rehabilitación de Carreteras en el País Capítulo VI: Aspectos de Evaluación de Pavimentos, Volumen C, Lima, Perú., MTC
- 18 Coronado, J. (2002), MANUAL CENTROAMERICANO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, Lima, Peru.
- 19 DNER (1990), Manual de drenagem de rodovias, Rio de Janeiro,
- 20 Fernández del Campo y Cuevas, D.J. (1982), Simposio sobre rehabilitación estructural de pavimentos, Madrid-España, Asociación española permanente de los congresos de carreteras

- 21 FHWA-RIDOT-RTD-03-6 (2003), DEVELOPMENT OF FLEXIBLE PAVEMENT DESIGN PARAMETERS FOR USE WITH THE 1993 AASHTO PAVEMENT DESIGN PROCEDURES,
- 22 Ghama Ingeniería S.A. (2001), Carretera Iquitos – Nauta T-4, Lima, Perú.,
- 23 Gutiérrez L., W. (1997), Método PCI califica la condición integral del Pavimento entre 0 y 100, Lima, Perú.,
- 24 Gutiérrez L., W. (1991), Rehabilitación de Puntos Críticos Panamericana Sur, Lima, Perú., MTC - UEP
- 25 Huang, Y.H. (2000), Pavement Analysis and Design, USA, Prentice-Hall
- 26 IDPP (1997), GUÍA AASHTO PARA DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTOS, Lima, Perú.,
- 27 Instituto Mexicano de Transporte (1998), Índice Internacional de Rugosidad, aplicación a la red carretera de México, México,
- 28 Jugo Burguera, A. (1989), Sistema de Gerencia de Inversión en Pavimentos, GIP, Venezuela, Ministerio de Transporte y Comunicaciones – Dirección General Sectorial de Vialidad Terrestre.
- 29 Jugo Burguera, A. (2001), Gerencia de Inversión de Pavimentos, Manual del Usuario, Venezuela, M.T.C
- 30 MTC (2000), Itinerario de Rutas, Lima, Perú., MTC
- 31 MTC (2000), Manual ambiental para el diseño y construcción de vías, Lima, Perú., Banco Mundial
- 32 MTC (2000), Términos de Referencia y especificaciones para estudios de Ingeniería, Lima, Perú., MTC
- 33 MTC (1999), Manual de Ensayos de Materiales para Carreteras – Volumen 1, Lima, Perú., MTC
- 34 MTC (1982), Itinerario de Rutas, Lima, Perú., Dirección General de Caminos, Planeamiento, Normas y Especificaciones Técnicas
- 35 MTC (2001), Caracterización Deflectométrica Pista Principal del Aeropuerto de Juliaca, Puno, Perú,
- 36 MTC (1998), Normas Legales, Decreto Ley N°25862 y Decreto Supremo N°013-98-MTC, Lima, Perú., Diario El Peruano
- 37 MTC (2000), Especificaciones Técnicas Generales para Construcción de Carreteras, Lima, Perú., Oficina de Control de Calidad
- 38 NCHRP (1999), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix AA: TRAFFIC LOADINGS, Illinois
- 39 NCHRP (2003), Guide for Mechanistic-Empirical Design OF NEW AND REHABILITATED PAVEMENT STRUCTURES FINAL DOCUMENT APPENDIX BB: DESIGN RELIABILITY,
- 40 NCHRP (2001), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix CC-1: CORRELATION OF CBR VALUES WITH SOIL INDEXES PROPERTIES,
- 41 NCHRP (2000), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix DD-1: RESILIENT MODULUS AS FUNCTION OF SOIL MOISTURE-SUMMARY OF PREDICTIVE MODELS,
- 42 NCHRP (2003), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix EE-1: INPUT DATA FOR THE CALIBRATION AND VALIDATION OF THE DESIGN GUIDE FOR NEW CONSTRUCTED FLEXIBLE PAVEMENT SECTIONS,

- 43 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix GG-1: CALIBRATION OF PERMANENT DEFORMATION MODELS FOR FLEXIBLE PAVEMENTS,
- 44 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix RR: FINITE ELEMENT PROCEDURES FOR FLEXIBLE PAVEMENT ANALYSIS,
- 45 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix TT: DRAINAGE REQUIREMENT IN PAVEMENTS (DRIP) MICROCOMPUTER PROGRAM USER'S GUIDE, ,
- 46 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix A: GLOSSARY OF TERMS,
- 47 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final Document, Appendix B: PAVEMENT STRATEGY SELECTION,
- 48 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final REPORT PART 2. DESIGN INPUTS CHAPTER 2. MATERIAL CHARACTERIZATION,
- 49 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final REPORT PART 2. DESIGN INPUTS CHAPTER 4. TRAFFIC,
- 50 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final REPORT PART 2. DESIGN INPUTS CHAPTER 5. EVALUATION OF EXISTING PAVEMENTS FOR REHABILITATION,
- 51 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final REPORT PART 3. DESIGN ANALYSIS CHAPTER 6. HMA REHABILITATION OF EXISTING PAVEMENTS,
- 52 NCHRP (2004), Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structure Final REPORT PART 4. LOW VOLUME ROADS. CHAPTER 1. LOW VOLUME ROAD DESIGN,
- 53 Norris, G.-Holtz, R. (1981), Cone Penetration Testing and Experience, New York - USA, American Society of Civil Engineer
- 54 Pulgar Vidal J. (1996), Geografía del Perú – Las ocho Regiones Naturales, Lima, Perú., Peisa
- 55 Rodríguez, R.- Téllez, R.- Garnica, P. (1998), PAVIMENTOS FLEXIBLES: PROBLEMÁTICA, METODOLOGÍAS DE DISEÑO Y TENDENCIAS, Publicación Técnica No. 104.
- 56 Sayers, M. - Gillespie, T. - Paterson, W. (1986), Guidelines for Conducting and Calibrating Road Roughness Measurements, Washington, EE.UU, The World Bank
- 57 Shahin, M.Y. – Khon, S.D. (1987), Método de Evaluación de Pavimentos (PCI), Reporte Técnico M-268 (1978) y TM5 (623), Caracas, Venezuela, US Army Corps of Engineers
- 58 The Asphalt Institute (2003), Asphalt in Pavement Maintenance, USA, The Asphalt Institute
- 59 The Asphalt Institute (1981), Thickness Design Asphalt Pavements for Highways & Streets, USA, The Asphalt Institute
- 60 The Asphalt Institute (1981), The Asphalt Handbook, Manual Series N^o4 (MS-4)., USA, The Asphalt Institute

- 61 The Asphalt Institute (1981), The Asphalt Handbook Manual Series N^a4 (MS-4)., USA, The Asphalt Institute
- 62 The Asphalt Institute (1983), Asphalt Overlays for highway and street rehabilitation, USA, the Asphalt Institute
- 63 U.S. Agency for International Development (1994), Evaluación Medio Ambiental, USA, AID
- 64 Us Army Corps of Engineers (1993), Bearing Capacity of Soils, American Society of Civil Engineers, USA, US Army Corps of Engineers
- 65 Vivar, G. - Gutiérrez, W. (1996), Pavimentos de concreto y asfalto mantenimiento y reparación, Lima, Perú., ACI - UNI, Lima, Perú., ACI - UNI