

## **CAPITULO II**

### **4. PARÁMETROS DE DISEÑO**

#### **4.1 Solicitaciones**

El objetivo básico en el diseño de los pavimentos es permitir la circulación de los vehículos con unas cargas dadas, durante un periodo fijado por las condiciones de desarrollo y los criterios de las autoridades pertinentes acerca del manejo de la red vial.

Para el dimensionamiento de los pavimentos, la variable más importante en el diseño de una vía es el número de cargas que se van a aplicar durante la vida en servicio y el peso por eje, estos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento esperadas en el carril de diseño.

##### **4.1.1 Cuantificación del Volumen de Tránsito**

La determinación de esta variable se puede hacer en forma precisa o con grandes simplificaciones y depende del grado de importancia de la vía a pavimentar y de los riesgos que se puedan correr en el diseño del pavimento.

Los métodos más precisos parten del pesaje de una muestra representativa de los vehículos que van a circular por la vía. Los más simplificados son estimativos

hechos con base en consideraciones sobre la utilización de la vía. Pero cualquiera que sea la aproximación, debido a las simplificaciones y extrapolaciones involucradas, no se puede tener la certeza respecto a esta variable.

Es necesario que al efectuar una evaluación de tránsito para una carretera determinada, se tome en cuenta la localización geográfica de la misma dentro del complejo de la red vial y áreas que la circundan, con el objeto de tomar en cuenta hasta donde sea posible los futuros desarrollos de complejos habitacionales, industriales, turísticos, agrícolas y proyectos de carácter regional, que contribuirán más adelante con el tiempo a incrementar el flujo vehicular de la carretera proyectada.

Las cargas de los vehículos se transmiten al pavimento a través de llantas siendo importante definir la clasificación de los ejes vehiculares y su configuración para establecer los estados de carga que posteriormente servirán para el diseño del pavimento.

#### **4.1.1.1 Tipos de Ejes:**

**Simple:** Corresponde a una sola línea de rotación, de llanta sencilla cuando es de dos llantas y de llanta doble cuando es de cuatro llantas.

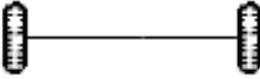

EJE	SIMPLE
De llanta sencilla	
De llanta doble	

Fig. 2.1. Detalle del Eje SIMPLE

**Tándem:** posee dos líneas de rotación, separadas entre 1.0 y 1.6m. y dotado de un dispositivo de distribución de cargas entre sus dos líneas de rotación, de llanta sencilla cuando el conjunto es de cuatro llantas, dos por línea de rotación; de llanta doble cuando el conjunto des de ocho llantas, cuatro por línea de rotación y mixto cuando el conjunto tiene una línea de rotación de llanta sencilla y otra de llanta doble en conjunto conforman seis llantas.

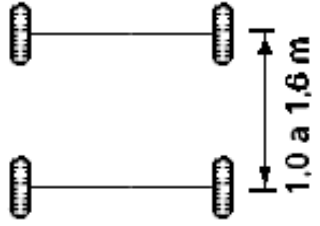
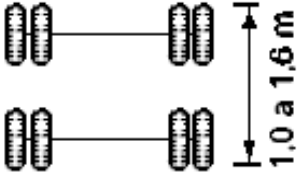
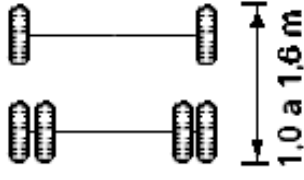
EJE	TANDEM
De llanta sencilla	
De llanta doble	
Mixto	

Fig. 2.2. Detalle Eje TANDEM

**Tridem o Tándem triple:** conformado por tres líneas de rotación, igualmente separadas en un espacio entre 2.0 y 3.2 metros y con un dispositivo de distribución de cargas entre las misma, para llanta sencilla es un conjunto de seis llantas, para llanta doble es un conjunto de doce llantas y para mixto cuando tiene una combinación de líneas de rotación con llanta sencilla y llanta doble siendo en conjunto ocho o diez llantas.

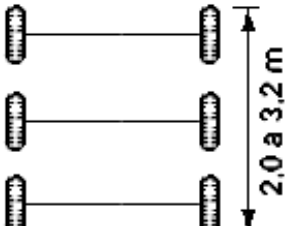
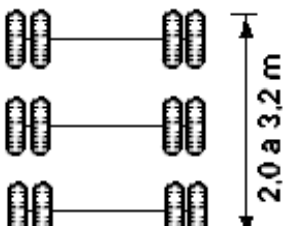
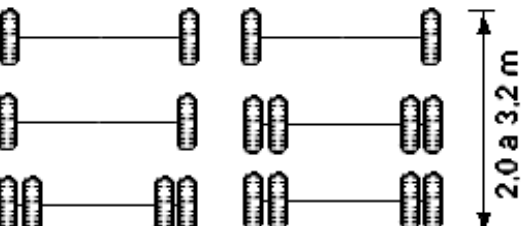
EJE	TRIDEM O TANDEM TRIPLE
De llanta sencilla	
De llanta doble	
Mixto	

Fig. 2.3 Detalle Eje TRIDEM O TANDEM TRIPLE

Para la clasificación de los vehículos en el país, en la Subsecretaría de Obras Públicas y Comunicaciones, la Dirección de Conservación vial de la República del Ecuador, ha designado la terminología, peso bruto vehicular y longitudes máximas permisibles que se indican en el cuadro siguiente:

CUADRO DEMOSTRATIVO DE PESO BRUTO VEHICULAR Y LONGITUDES MÁXIMAS PERMISIBLES							
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESOS MÁXIMOS PERMITIDOS (t)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (m)			
				LARGO	ANCHO	ALTO	
2DA			CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANOS	10	7,50	2,60	3,50
2DB			CAMIÓN DE 2 EJES GRANDES	17	12,00	2,60	4,10
3-A			CAMIÓN DE 3 EJES	26	12,20	2,60	4,10
4-C			CAMIÓN DE 4 EJES	30	12,20	2,60	4,10
4-0 OCTOPUS			CAMIÓN CON TANDEM DIRECCIONAL Y TANDEM POSTERIOR	32	12,00	2,60	4,10
2S1			TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 1 EJE	28	18,50	2,60	4,10
2S2			TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 2 EJES	37	18,50	2,60	4,10
2S3			TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 3 EJES	41	18,50	2,60	4,10
3S1			TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 1 EJE	37	18,50	2,60	4,10
3S2			TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 2 EJES	46	18,50	2,60	4,10
3S3			TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 3 EJES	48	18,50	2,60	4,10
2R2			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES	39	18,50	2,60	4,10
2R3			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	48	18,50	2,60	4,10

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESOS MÁXIMOS PERMITIDOS (t)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (m)			
				LARGO	ANCHO	ALTO	
3R2			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES	48	18,50	2,60	4,10
3R3			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	48	18,50	2,60	4,10

1 t = 1000 kg

Fig. 2.4. Cuadro demostrativo de peso bruto vehicular y longitudes máximas permisibles<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Publicación del Departamento de Pesas y Medidas del Ministerio de Obras Públicas

La diversidad en las características de los vehículos que circulan sobre un pavimento durante su vida de diseño, traen como consecuencia un amplio espectro de ejes de carga, con diferentes espacios entre llantas y distintas presiones de inflado, lo que origina una amplia gama de esfuerzos y deformaciones aplicados a un determinado punto de la estructura.

La información necesaria para cuantificar el tránsito existente de una vía se debe recolectar con base a los siguientes procedimientos:

- a) Tránsito promedio diario
- b) Código, tipo y peso de los ejes de los vehículos pesados

El tránsito promedio diario se halla efectuando un conteo, durante una semana, de todos los vehículos que pasan por la carretera objeto del estudio. Teniendo en cuenta que el tránsito en general presenta variaciones mensuales y estacionales, es necesario hacer una cuidadosa elección de la semana de aforo, realizándose preferentemente estos conteos en época de verano.

Los estudios de tráfico vehicular existente (TPDA) y sus características, se realizan en base a conteos volumétricos automáticos, conteos manuales de clasificación vehicular y encuestas de Origen y Destino en el tramo en estudio.

- 1 Conteos volumétricos automáticos, se realizan durante siete días continuos, las 24 horas cada día en una semana

- 2 Conteos manuales de clasificación vehicular, durante tres días, 22 horas cada día.
- 3 Censos de Origen y Destino, donde se determinan las líneas de frecuencias de recorridos de vehículos y nos permitirán determinar el tráfico vehicular desviado.

#### **4.1.2 Periodo de Diseño**

El periodo de análisis y diseño corresponde al tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir.

Para la selección de estos, según la Red Vial Nacional, las vías se clasifican en:<sup>2</sup>

##### **Corredores Arteriales:**

Corresponden a caminos de alta jerarquía funcional, constituyen aquellos que conectan en el continente a las capitales de provincia, a los principales puertos marítimos con los del oriente, pasos de frontera que sirven para viajes de larga distancia y que deber tener alta movilidad, accesibilidad reducida y/o controlada en su recorrido, giros y maniobras controlados; y estándares geométricos adecuados para proporcionar una operación de tráfico eficiente y segura.

El conjunto de corredores arteriales forma una malla vial denominada estratégica o esencial, que cumple las más altas funciones de integración nacional.

---

<sup>2</sup> Tomado de los Artículos 7, 8 y 9 de la Ley de Caminos según Acuerdo Ministerial 001-12-2001.



### Vías Colectoras:

Corresponden a los caminos de mediana jerarquía funcional, los que se constituyen por aquellos cuya función es la de recolectar el tráfico de la zona rural o una región, que llegan a través de los caminos locales para conducirlos a la malla estratégica o esencial de corredores arteriales. Son caminos que se utilizan para servir al tráfico de recorridos intermedios o regionales, requiriendo de estándares geométricos adecuados para cumplir esta función.

### Vías Locales:

Corresponde a vías con bajo nivel de jerarquía, caminos que cruzan centros poblados y que dan continuidad a la malla.

Estas a su vez para la selección del periodo de diseño del clasifican en:

Tabla 2.1 Cuadro del clasificación de la vías para selección de periodos de diseño<sup>3</sup>

Categoría	I	II	III
Red Vial	Corredores arteriales	Corredores arteriales y colectoras	Vías colectoras y locales
Descripción	Autopistas interurbanas, caminos interurbanos principales	Colectoras interurbanas, caminos rurales e industriales principales	Caminos rurales con transito mediano, caminos estratégicos

<sup>3</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS DE CARRETERAS, Alfonso Montejo Fonseca, 2da. Edición, 1998.

## **Categoría I**

El periodo de diseño debe ser razonablemente largo debido a que:

- 1 Los costos de los usuarios son altos y los costos originados por interrupciones del tránsito probablemente cancelen cualquier ahorro resultante de la elección de un período de diseño más corto.
- 2 La geometría de la vía es normalmente fija.

Tabla 2.2 Tabla para periodo de Diseño Categoría I

<b>Periodo de Diseño</b>	<b>I</b>
<b>Rango</b>	10 – 30
<b>Recomendado</b>	20

## **Categoría II**

El periodo de diseño puede variar dependiendo de la circunstancias. Periodos de diseño de 20 años serán elegidos cuando las circunstancias sean las mismas que para los caminos de categoría I. Los factores que pueden derivar en la elección de períodos de diseño más corto incluyen:

- 1 Una vida geométrica corta debido a una situación de tránsito cambiante
- 2 Una carencia de fondos a corto plazo.
- 3 Una falta de confianza en las suposiciones de diseño, especialmente en el tránsito de diseño.

Tabla 2.3. Tabla para periodo de Diseño Categoría II

<b>Periodo de Diseño</b>	<b>II</b>
<b>Rango</b>	10 – 20
<b>Recomendado</b>	15

### **Categoría III**

Para las vías de categoría III usualmente es más económico seleccionar un período de diseño estructural corto de 10 años. Sin embargo, cuando la rehabilitación sea dificultosa o no práctica se puede seleccionar un período más largo de 20 años.

Tabla 2.4. Tabla para periodo de Diseño Categoría III

<b>Periodo de Diseño</b>	<b>III</b>
<b>Rango</b>	10 – 20
<b>Recomendado</b>	10

#### **4.1.3 Crecimiento del Volumen de Tránsito**

Un punto muy importante dentro del cálculo del volumen de tráfico es tomar en cuenta que el tránsito que circula por una vía puede permanecer constante o crecer según una ecuación matemática.

En algunos casos, las vías que forman parte del sistema troncal de comunicación, pueden tener un crecimiento similar al que se presenta con el dinero colocado a interés compuesto y en vías de menor importancia o en áreas en donde el crecimiento poblacional o comercial es difícil, el tránsito puede crecer en forma lineal.

Dentro de los registros existentes se pueden establecer modelos de crecimiento<sup>4</sup> para realizar el estimativo del tránsito futuro, entre los que se encuentran:

<b><u>Modelo</u></b>	<b><u>Ecuación</u></b>	
Lineal	$y = a + bx$	Ecuación 4.1
Exponencial	$y = ac^{bx}$	Ecuación 4.2
Logarítmico	$y = a + b.Ln(x)$	Ecuación 4.3
Potencial	$y = ax^b$	Ecuación 4.4
Geométrico	$y = a(1 + b)^x$	Ecuación 4.5

Donde:

x: año para el cual se hace el estimativo

y: estimativo de tránsito para el año x.

a, b, c constantes

---

<sup>4</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS DE CARRETERAS, Alfonso Montejo Fonseca, 2da. Edición, 1998.

$$a = \frac{(\sum y)(\sum x^2) - (\sum x)(\sum xy)}{N \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$b = \frac{N \sum xy - (\sum x)(\sum y)}{N \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

#### **4.1.4 Tasas de crecimiento**

Cuando se cuentan con datos históricos de tráfico vehicular, se establecen proyecciones lineales, de no ser el caso, como es el caso del Ecuador se deben utilizar otras variables en las que si se dispone con suficiente información como son: Producto Interno Bruto (PIB) del país, Parque Automotor, Consumo de Combustible y Crecimiento de la Población por provincia.

Se establece la tasa de crecimiento dependiendo del tipo de automotor en el caso de:

- 1 Livianos: PIB (Producto Interno Bruto) vs. Parque Automotor
- 2 Buses: Crecimiento de Población vs. Años
- 3 Camiones: PIB (Producto Interno Bruto) vs. Años

#### **4.1.5 Tráfico por periodos de diseño**

Para determinar el volumen de tráfico por periodos de diseño se establece el factor de crecimiento de tráfico utilizando las tasas de crecimiento establecidas

con anterioridad y el periodo de diseño determinado para el proyecto, utilizando la siguiente ecuación:

$$TP = T_o * (1 + i)^n \quad \text{Ecuación No. 4.9}$$

Donde:

To= Tráfico inicial

i = tasa anual de crecimiento de tránsito

n = periodo de diseño

#### **4.1.6 Factor de distribución**

##### **4.1.6.1 Factor de distribución por dirección**

Es importante establecer la relación entre los vehículos que van en una y otra dirección, por lo general se establece 0.5 del total del flujo vehicular censado, cambiando este factor si se establece el tráfico en una zona específica como una cercanía de una fábrica, puerto, etc.

##### **4.1.6.2 Factor de distribución por carril**

El factor del carril será el que recibirá el mayor número de carga y depende del número de carriles por cada dirección.

Tabla 2.5 Tabla para determinar el factor de distribución por carril<sup>5</sup>

<b>Número de carriles por dirección</b>	<b>LD</b>
1	1.00
2	0.80 – 1.00
3	0.60 – 0.80
4	0.50 – 0.75

---

<sup>5</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

#### **4.1.7 Factor de Equivalencia de Carga**

El factor de equivalencia de carga se basa en el deterioro producido por un eje patrón, este factor no corresponde a un valor específico que permanece constante, pues este cambia con la estructura del pavimento.

La diversidad en las características de los vehículos que circulan sobre un pavimento durante su vida de diseño, traen como consecuencia un amplio espectro de ejes de carga, con diferentes espacios entre llantas y distintas presiones de inflado, lo que origina una amplia gama de esfuerzos y deformaciones aplicados a un determinado punto de la estructura.

Debido a que la estimación de daño producido por las diversas cargas por eje es compleja, la única fuente confiable de información corresponde a la "AASTHO ROAD TEST", con una carga patrón de 8.2T, cuya elección se hizo por dos motivos principales:

- a) Porque el valor de esta carga era similar a la de 8.0T, propuesta en la convención de Génova en 1949 y
- b) La carga por eje fue normalizada como carga para diseño de pavimentos flexibles, por muchos países y entidades.

Con el fin de simplificar la utilización de las tablas de factores de equivalencia se ha encontrado que se ajustan a la siguiente expresión exponencial:

$$Fe = \left[ \frac{Pi}{Pp} \right]^n$$

Ecuación 4.10

Donde:

Fe: Factor de equivalencia de carga

Pi: Carga considerada por eje

Pp: Carga seleccionada por eje como patrón

n: exponente que varía en función del tipo de pavimento y de la sección estructural, varía entre 4 y 4.5.

Se consideran los siguientes pesos estándar por ejes:

Eje simple – llanta simple	6600Kg.
Eje simple – llanta doble	8160Kg.
Eje tándem – llanta doble	15100Kg.
Eje tridem – llanta doble	22900Kg.

Para encontrar el número de ejes equivalentes totales se efectúa la sumatoria de todos los ejes parciales.



#### **4.1.8 Determinación del Número de Ejes Equivalentes de 8.2 Toneladas**

Una vez determinado el número acumulado de vehículos que transitarán en el carril de diseño y durante el período de diseño, se procede a convertir la cantidad de vehículos comerciales a ejes simples equivalentes de 8.2 Toneladas mediante el factor camión.

##### **4.1.8.1 Método AASHTO 93**

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes tipo de 80kN o 18kips. Se los denomina ESAL (equivalent simple axial load).

Para la conversión del tránsito en ESALs las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo. Además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga produciendo fallas distintas.

El tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño que toda la composición de tránsito. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF (load equivalent factor).

Los factores de equivalentes de carga se obtuvieron cargando pavimentos similares con diferentes configuraciones de ejes y cargas para analizar el daño producido, así este es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de servicialidad causada por una carga de un tipo de eje y la producida por el eje estándar de 80kN en el mismo eje.

$$LEF = \frac{\text{No. de ESALs de 80kN que producen una pérdida de servicialidad}}{\text{No. de ejes de x KN que producen la misma pérdida de servicialidad}}$$

Dado que cada tipo de pavimento responde de manera diferente a una carga, los LEFs cambian de acuerdo al tipo de pavimento y según el nivel de servicialidad, es así que para pavimentos rígidos y flexibles tienen diferentes LEFs para flexibles cambian según el SN y para rígidos según su espesor.

La servicialidad de un pavimento se define como la capacidad de servir al tipo de tránsito para el cual ha sido diseñado, se tiene un índice de servicialidad presente PSI mediante el cual el pavimento es calificado entre 0 cuando se encuentra en pésimas condiciones y 5, cuando es perfecto. En el diseño del pavimento se deben elegir la servicialidad inicial y final.

La inicial es función del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción. La final es función de la categoría del camino y es adoptada en base a ésta y al criterio del proyectista.

Los valores recomendados son:

Servicialidad inicial (Po):

Pavimentos rígidos: 4.5

Pavimentos flexibles: 4.2

Servicialidad final (Pt):

Caminos muy importantes: 3.0

Caminos de menor tránsito: 2.0

La "AASTHO ROAD TEST" derivó 18 tablas con factores de equivalencia, presentes en los anexos, para los siguientes casos:

- 1 Cargas para ejes sencillos, variando entre 900 a 23.000 Kilos
- 2 Cargas para ejes tándem y tridem, entre 900 y 41.000 Kilos
- 3 Pavimentos con capas de rodadura de concreto asfáltico e hidráulico
- 4 Seis clases de pavimentos flexibles y nueve rígidos
- 5 Tres niveles de utilización de cada pavimento.

Todos estos factores de equivalencia de la AASTHO, están referidos al eje simple de 8,2 toneladas, ejes tándem 13,6 toneladas, ejes tridem 18.2 toneladas y para el caso de eje con rueda sencilla se considera un eje patrón de 6,66 toneladas.

Para determinar el número total de ejes equivalentes tenemos la expresión:

$$N = T_o * FDT * 365 * LEF_t * FCT \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Donde:

$T_o$ = Tráfico inicial

$FDT$ = Factor de distribución de tráfico por carril

$LEF_t$ = Factor de equivalencia de carga total

$FCT$ = factor de crecimiento de tráfico

### **Factores que afectan la exactitud del cálculo de los ESALs**

Estos factores son:

1. Valor inicial de la servicialidad: este parámetro tiene un impacto significativo en la elección de los LEFs para el cálculo, esos están influenciados por la servicialidad en el momento de la aplicación de la carga. Los LEFs aumentan a medida que la servicialidad baja.
2. Valor final de la servicialidad: este valor también influye en el valor del LEF. Esto resulta de la relación no lineal entre las cargas y el decremento de servicialidad. Por otro lado las fallas producen una disminución en la servicialidad relacionada de una manera logarítmica con el número de cargas.
3. Composición del tránsito: el flujo vehicular está compuesto por vehículos de distinto tipo y pesos. Los vehículos livianos tienen una incidencia muy

pequeña en el cálculo de los ESALs y pueden ser despreciados. Por el contrario, los vehículos pesados tienen una incidencia muy grande sobre los ESALs y cualquier variación en la cantidad de los mismos puede arrojar diferencias significativas en el valor final.

4. Peso y porcentaje de camiones: el número de camiones se está elevando proporcionalmente con respecto al de los automóviles y sus respectivas cargas. Todo esto trae como consecuencia un fuerte incremento en el número de ESALs es necesario clasificar los camiones en sus distintas categorías, pesos y tasas de crecimiento por categoría.
5. Configuración de ejes: un eje tándem de 160kN no produce el mismo daño que dos ejes simples de 80kN cada uno, para comparar distintas configuraciones de ejes, es necesario analizar su efecto sobre el pavimento, es decir tensiones y deformaciones inducidas.
6. Presión de neumáticos: los análisis de pavimentos fueron hechos considerando presiones de neumáticos entre 70 y 80 psi, sin embargo existen presiones comprendidas entre 90 y 130 psi. Un incremento en las presiones de neumáticos produce un incremento de tensiones en el pavimento creando diferentes tipos de falla que los previstos para la confección de los LEFs de la AASHTO, aunque la rotura se limita a las capas más superficiales. En el Road Test de la AASHTO la presión de neumáticos era de 85 psi y no era una variable. Para pavimentos de gran espesor, la presión no afecta el número de ESALs que el pavimento puede soportar.

## **4.2 La subrasante**

El suelo es quizá el material más utilizado para construir, dado que aparece en todas las construcciones, al menos como su material de fundación. En el caso de los pavimentos además de servir como soporte, es la parte integral de su estructura y de la calidad del suelo depende en buena parte el espesor final de los pavimentos.

Para la obtención de la información geotécnica básica de los diversos tipos de suelos deben efectuarse investigaciones que deben comprender el llevar a cabo la ejecución sistemática de perforaciones en el terreno, con el objeto de determinar la cantidad y extensión de los diferentes tipos de suelos, la forma como éstos están dispuestos en capas y la detección de la posición del nivel de agua freática.

Teniendo en cuenta que es imposible realizar un estudio que permita conocer el perfil de suelos en cada punto del proyecto, es necesario determinar el espaciamiento entre las perforaciones con base en la uniformidad que presenten los suelos; un criterio para la ubicación, profundidad y número de las perforaciones se presenta en el cuadro siguiente:

Tabla 2.6 Criterios para la ejecución de perforaciones en el terreno<sup>6</sup>

Tipo de Zona	Espaciamiento (m)	Profundidad (m)
Carreteras	250 - 500	1.50
Pistas de aterrizaje	A lo largo de la línea central	Cortes: 3m debajo de la rasante Rellenos: 3m debajo de la superficie existente del suelo
Otras áreas pavimentadas	1 perforación cada 1.000m <sup>2</sup>	Cortes: 3m debajo de la rasante. Rellenos: 3m debajo de la superficie existente del suelo.
Préstamos	Pruebas suficientes para definir claramente el material	Hasta la profundidad que se propone usar como préstamo.

En la década del 40, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, plasticidad, resistencia al corte, susceptibilidad al hielo y drenaje.

Desde los fines de la década del 50, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de la subrasante y se idearon ensayos para caracterizar mejor a estos suelos.

#### **4.2.1 Propiedades iniciales de los suelos**

Las propiedades de los suelos de subrasante es una de las variables de entrada más importantes en el diseño de un pavimento. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque cambien mediante tratamientos especiales tales como estabilización mecánica o química, etc.

---

<sup>6</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS DE CARRETERAS, Alfonso Montejo Fonseca, 2da. Edición, 1998

Los suelos tienen unas propiedades tales como:

- Granulometría
- Plasticidad
- Clasificación de suelos
- Resistencia al corte
- Susceptibilidad a las variaciones de temperatura
- Drenaje

Posteriormente se tomaron en cuenta las propiedades básicas de la subrasante y se analizaron otro tipo de ensayos que permitieran conocer en mejor forma el comportamiento de estos suelos, tomando en cuenta la capacidad de resistir su deformación en función del módulo de elasticidad.

Para la obtención de este valor, se realiza una prueba de deformación uniaxial, la que consiste en la aplicación lenta de una fuerza axial a una probeta y se registran los valores de carga con sus respectivas deformaciones para después obtener una gráfica, (figura 2.5), donde se observa una parte lineal donde el comportamiento del suelo es el de un cuerpo elástico es decir que, al detener la aplicación de la carga sobre la probeta está recuperará su forma original. Seguidamente de este comportamiento elástico, se produce un tramo plástico donde en el suelo comienzan a producirse deformaciones permanentes, pasando por el punto de cedencia del material.



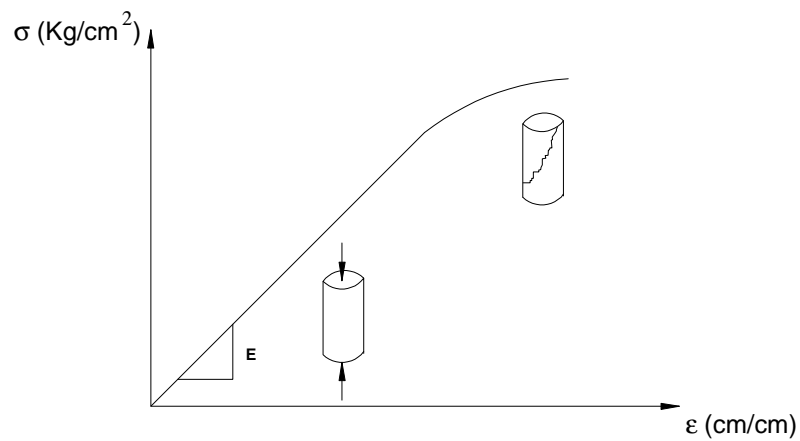


Figura 2.5 Diagrama esfuerzo-deformación para una probeta de suelo en la prueba de deformación uniaxial.

Siendo  $\epsilon$  la deformación unitaria axial obtenida en base a la siguiente ecuación

$$\epsilon_{AXIAL} = \frac{\Delta L}{L} \quad (2.1)$$

Donde

$\Delta L$  = La diferencia entre la longitud final y la longitud inicial de la muestra

$L$  = Longitud inicial de la muestra.

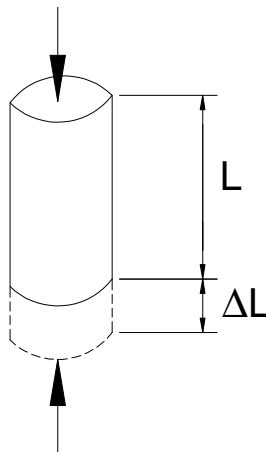


Figura 2.6 Elongación de una probeta de suelo luego de efectuarse la prueba de deformación uniaxial.

La pendiente de la parte lineal del gráfico, representa el módulo de elasticidad E

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad ( 2.2 )$$

Debido a la naturaleza aleatoria de la formación geológica de los suelos, estos presentarán un comportamiento dependiente de algunas variables estocásticas, tales como resistencia, compresibilidad y permeabilidad, que afectarán el valor del módulo de elasticidad.

#### **4.2.1.1 Tipos de módulo de elasticidad**

Para poder obtener el valor del módulo de elasticidad de un suelo, se realiza un ensayo triaxial estático, el que consiste en aplicar un esfuerzo vertical axial ( $\sigma$ ) llamado esfuerzo desviador que se incrementa gradualmente sobre una muestra de suelo, que está revestida por una membrana impermeable; generándole a la muestra esfuerzos isotrópicos de confinamiento por medio del agua dentro de la cámara triaxial. Este ensayo se realiza hasta producir la falla en la muestra de suelo.

Durante la ejecución del este ensayo es necesario registrar la magnitud del esfuerzo aplicado con su respectiva deformación, al graficar estos valores se obtendrá una curva como la figura 2.7, donde se muestra el comportamiento del suelo bajo la aplicación de una carga monotónica en ciclos de carga y descarga.

Para este material idealizado, que se muestra en la figura 2.6, no se aplica la ley de Hooke, debido a su comportamiento no lineal, lo cual genera dificultad para la obtención del módulo de Young.

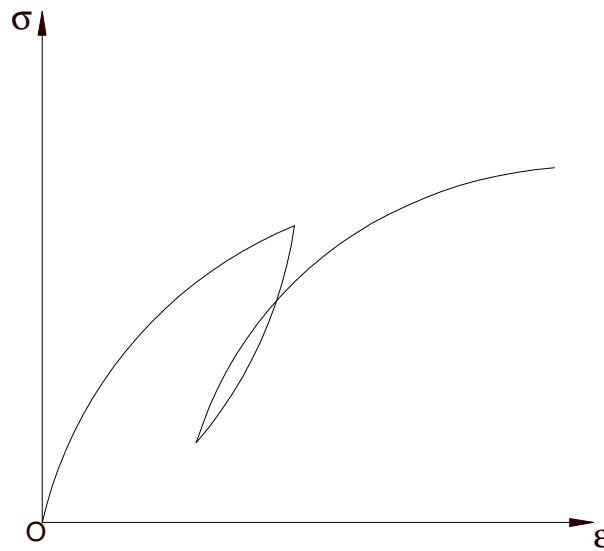


Figura 2.7 Diagrama esfuerzo-deformación para probeta de suelo obtenido en el ensayo triaxial

El módulo de Young o el módulo de deformación no es único para un mismo suelo depende del estado de esfuerzos a que el suelo va a estar sometido, en consecuencia existirán diferentes módulos de deformación.

La variación del estado de esfuerzos es la que clasifica al módulo en cinco tipos<sup>7</sup>:

---

<sup>7</sup> BRIAUD J y BUCHANAN SPENCER J, "Introduction to Soil Moduli" , Texas A & M University, 2000.

- Módulo secante,  $E_S$
- Módulo tangente,  $E_T$
- Módulo de descarga (módulo resiliente) ,  $E_U$
- Módulo de recarga,  $E_R$
- Módulo cíclico,  $E_C$

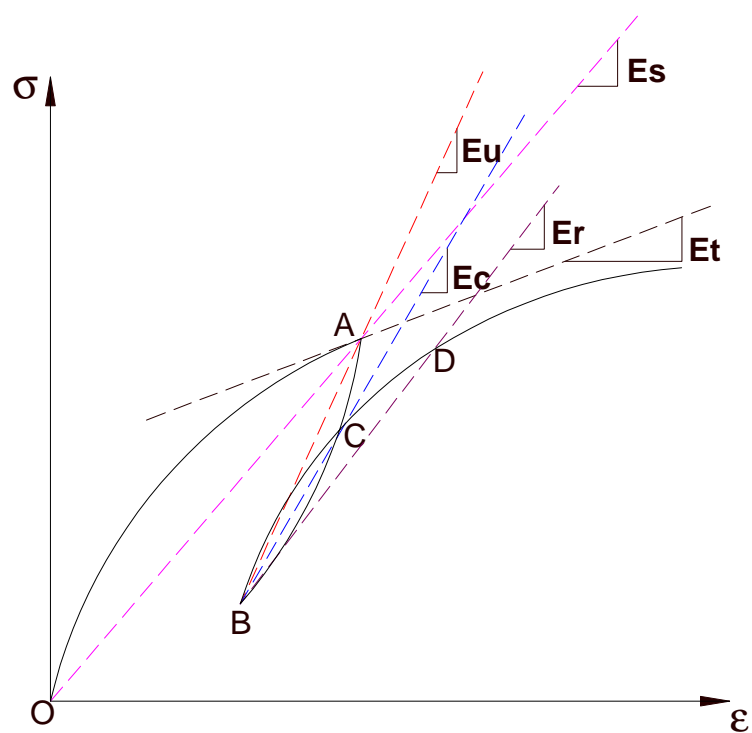


Figura 2.8 Tipos de módulo de elasticidade para un suelo

En la figura 2.7 se ilustra la manera de obtener cada uno de los cinco módulos elásticos, los que se describen a continuación<sup>8</sup>:

<sup>8</sup> BRIAUD J y BUCHANAN SPENCER J, "Introduction to Soil Moduli" , Texas A & M University, 2000.

### **Módulo Secante**

Es el valor de la pendiente de la recta que une los puntos O-A,  $E_s$ , se usa para estimar el movimiento debido a la primera aplicación de la carga, sobre una cimentación superficial.

### **Módulo Tangente**

Es igual a la pendiente de la recta tangente al punto A,  $E_T$ , y es utilizado para calcular el incremento del movimiento debido al aumento de carga, como es el caso del movimiento producido por la adición de un piso más en un edificio de gran altura.

### **Módulo de recarga**

Corresponde al valor de la pendiente de la recta que los puntos B y D,  $E_R$ . El uso de este módulo es para calcular el movimiento en la parte inferior de una excavación, si el suelo excavado o un edificio de igual peso ha sido reubicado en la excavación, o para calcular el movimiento del pavimento bajo recarga por la llanta de camión.

### **Módulo cíclico**

Es el valor de la pendiente de la recta que une los puntos B y C,  $E_c$ , y es utilizado para casos como el movimiento de la cimentación de una pila sujeta a cargas de onda repetida.

### **Módulo de descarga**

El valor del módulo de descarga  $E_U$ , también conocido como el módulo resiliente,  $M_R$ , se lo obtiene de la pendiente que une los puntos A y B, es usado para diseño de pavimentos; y se define como la razón del esfuerzo experimentado por aplicación de la carga cíclica, como ocurre en un pavimento, es calculado con la siguiente ecuación.

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{\text{axial recuperable}}}$$

En el laboratorio puede ser determinado con una prueba triaxial cíclica, donde la muestra es sometida a esfuerzos desviadores cíclicos para simular los esfuerzos dinámicos por el movimiento de las llantas, junto a un esfuerzo confinante [1].

En la metodología actual de diseño de pavimentos rígidos o flexibles se propone utilizar el módulo de resiliencia  $M_R$ , el que está llamado a sustituir al **CBR** (California Bearing Ratio) por las siguientes razones<sup>9</sup>:

- Es una propiedad mecánica básica que puede usarse en análisis mecanicistas de sistemas de capas múltiples para predecir diferentes tipos de deterioros, como son el agrietamiento, las deformaciones permanentes, la rugosidad, etc.

---

<sup>9</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

- Se le ha reconocido internacionalmente como método para la caracterización de materiales y para su uso en diseños y evaluación de pavimentos.
- Existen técnicas no destructivas para su medición en campo.

Haciendo uso de correlaciones semi-empíricas existentes propuestas por organismos, es posible obtener el valor del módulo resiliente en función del CBR.

Siendo las más utilizadas las propuestas por la AASHTO 1993 que se detallan a continuación<sup>10</sup>:

$$Mr \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}; \quad \text{CBR} < 7.2\%$$

$$Mr \text{ (psi)} = 3000 \text{ CBR}^{0.65} \quad 7.2\% < \text{CBR} < 20\%$$

$$Mr \text{ (psi)} = 4.326 \ln \text{ CBR} + 241 \quad (\text{para suelos granulares})$$

$$(\text{Psi} = 0.0069 \text{ MPa}).$$

Las propiedades físico-mecánicas son las características utilizadas para la selección de los materiales, las especificaciones de construcción y el control de calidad.

La medida de la resistencia de la subrasante depende del método de diseño usado y cada uno tiene su ensayo particular. Así, existen métodos que evalúan

---

<sup>10</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

la resistencia de la subrasante con el ensayo del CBR (California Bearing Ratio), el ensayo de placa (k) y, en los métodos semiempíricos y racionales o mecanicistas:

#### **4.2.1.2 Ensayo de CBR**

El ensayo de CBR consiste en comparar la presión necesaria para penetrar un pistón, en una muestra de suelo dada, con la requerida para una muestra patrón.

El valor del CBR es la relación, expresada como un porcentaje, entre la presión necesaria para que el pistón penetre los primeros 2.5mm y la presión necesaria para obtener la misma penetración en el material patrón, es un valor muy variables, 2 a 3% para arcillas plásticas a 70% o más para materiales granulares de buena calidad.

El método CBR para diseño de pavimentos fue uno de los primeros en usarse. Se basa en que a menor valor de CBR de subrasante, se requieren mayores espesores de pavimento para protegerlo de las sollicitaciones de tránsito.

El criterio más difundido para la determinación del valor de resistencia de diseño en función del tránsito que se espera circule sobre el pavimento



El Instituto del Asfalto <sup>11</sup>recomienda tomar un valor total de acuerdo con la tabla que se muestra:

Tabla 27 Percentil de confiabilidad para determinar la resistencia del suelo en función del número de ejes de 8.2T en el carril de diseño

<b>Número de ejes de 8.2T en el carril de diseño</b>	<b>Percentil a seleccionar para hallar la resistencia</b>
$<10^4$	60
$10^4 - 10^6$	75
$> 10^6$	87.5

#### **4.2.1.3 Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC)**

El PDC es un dispositivo utilizado para evaluar la resistencia in-situ de suelos inalterados o de materiales compactados.

El ensayo consiste en dirigir la punta del PDC dentro del suelo, levantando el martillo deslizante hasta la manija y soltándolo para que caiga libremente hasta golpear el yunque. La penetración total para un determinado número de golpes es medida y registrada en términos de milímetros por golpe, valor que es utilizado para describir la rigidez, para estimar una resistencia CBR in-situ a través de una correlación apropiada o para establecer otras características del material.

---

<sup>11</sup> Manual del Instituto del Asfalto- confiabilidad en función del número de ejes equivalentes

El instrumento es típicamente empleado para evaluar propiedades de los materiales a una profundidad hasta de 1.000 milímetros bajo la superficie. La profundidad de penetración puede ser incrementada utilizando extensiones en la varilla inferior; sin embargo, si se emplean extensiones en la varilla inferior, se debe tener cuidado cuando se empleen las correlaciones para estimar otros parámetros, puesto que dichas correlaciones son solamente apropiadas para una configuración específica del PDC.

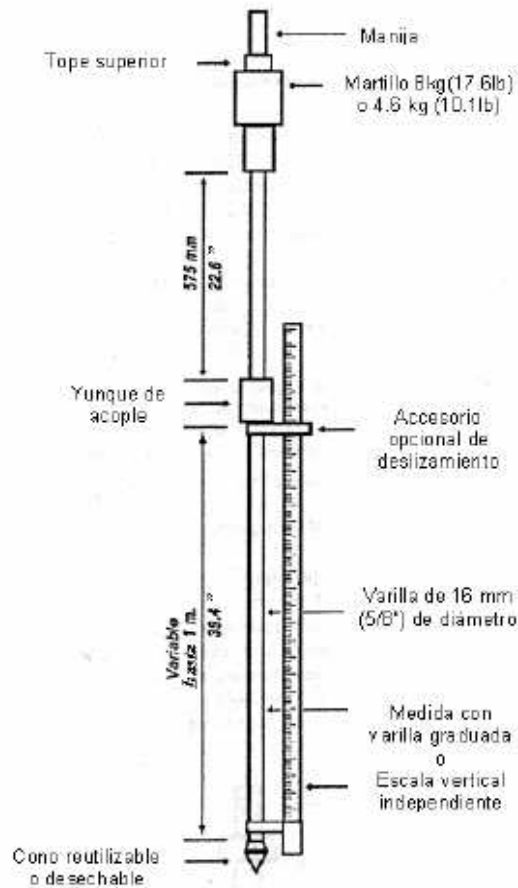


Fig. 2.9 Penetrómetro Dinámico de Cono (PDC)

Una medida de campo del PDC, da como resultado un CBR de campo y normalmente no correlaciona satisfactoriamente con el CBR del laboratorio o el CBR sumergido sobre el mismo material. Este ensayo debe interpretarse, entonces, como evaluador de la resistencia in-situ de la materia y bajo las condiciones existentes en el terreno en el instante de la prueba.

La penetración por golpe puede ser dibujada, relacionándola con la profundidad. Si existen diferentes capas en el material ensayado, se observa un cambio en la pendiente de la gráfica que relaciona el número de golpes con la penetración. La interfaz exacta es difícil de definir porque, en general, siempre existe una zona de transición entre capas. El espesor de la capa puede ser definido por la intersección de las líneas que representan la pendiente promedio de capas adyacentes. Una vez que los espesores de capas han sido definidos, se calcula la rata de penetración promedio por capa.

La penetración por golpe se emplea para estimar el CBR in-situ o la resistencia al corte, utilizando alguna correlación apropiada.

Entre las correlaciones entre el PDC y el CBR se encuentran:

$$LOG(CBR) = 2.2 - 0.71xLOG(N)^{1.5} \text{ Liben. 1987} \quad \text{Ecuación 4.21}$$

$$LOG(CBR) = 2.56 - 1.16xLOG(N) \text{ Harrison 1980. Suelos arcillosos} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

$$LOG(CBR) = 2.62 - 1.27xLOG(N) \text{ Kleyn, 1975} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

$$LOG(CBR) = 2.48 - 1.057xLOG(N) \text{ TRL} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

Correlación recomendada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos:

Para todo tipo de suelo:

$$CBR = \frac{292}{(PDC)^{1.12}} \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Suelos tipo CL con  $CBR < 10$ :

$$CBR = \frac{1}{(0.017 \times PDC)^2} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

Suelos CH:

$$CBR = \frac{1}{0.0028 \times PDC} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

#### **4.2.3 Determinación de Secciones Homogéneas (Tramos)**

Es estrictamente necesario establecer un método analítico para delinear estadísticamente secciones homogéneas para obtener la respuesta de la estructura del pavimento a lo largo de la carretera. Esta metodología puede ser aplicada para establecer tramos comunes en medidas de deflexión, servicialidad, resistencia de la subrasante, resistencia del pavimento, etc.

El método<sup>12</sup> se fundamenta en la diferencia de áreas acumulativas en donde:

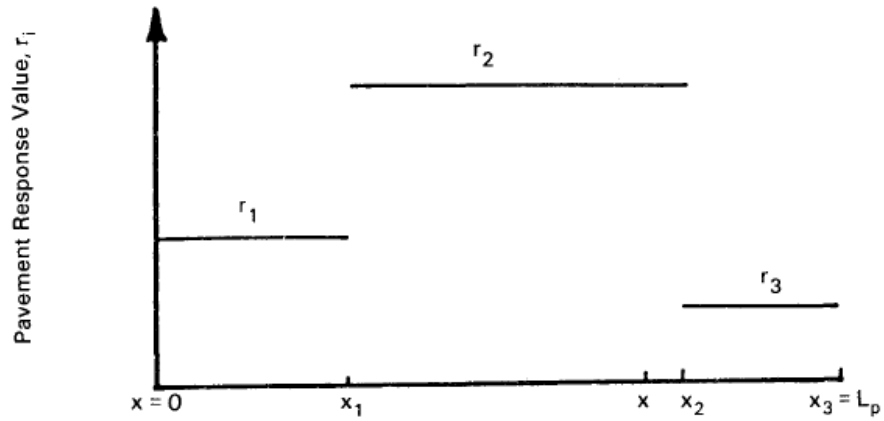


Fig. 2.10 Representación de las secciones homogéneas

$$A = \int_0^{x_1} r_1 dx + \int_{x_1}^x r_2 dx \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Con su respectivo intervalo ( $0 \leq x \leq x_1$ ) y ( $x_1 \leq x \leq x_2$ )

$$A_x = \int_0^x r dx \quad \text{Ecuación 4.28}$$

Con

$$r = \frac{\int_0^{x_1} r_1 dx + \int_{x_1}^{x_2} r_2 dx + \int_{x_2}^{x_3} r_3 dx}{L_p} = \frac{A_r}{L_p} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Además

---

<sup>12</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

$$\bar{A}_x = L_p x A_T$$

Ecuación 4.30

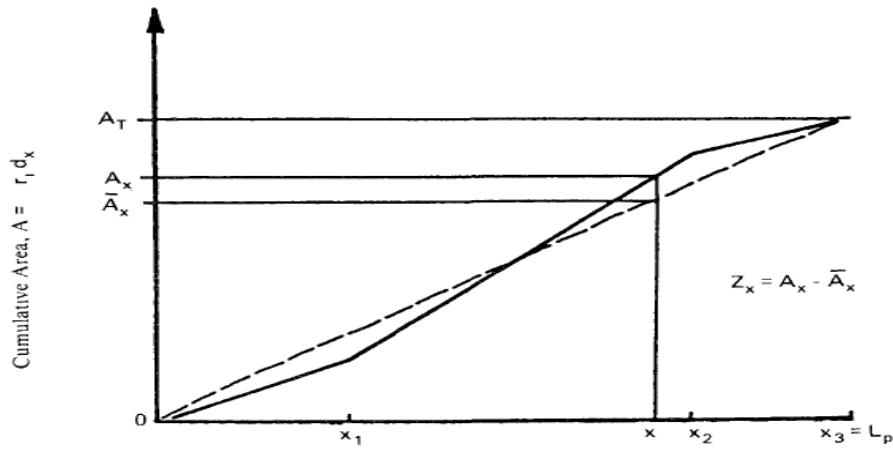


Fig. 2.11 Definición de áreas acumulativas

Conociendo  $A_x$  y  $\bar{A}_x$  se obtiene la diferencia acumulativa

$$Z_x = A_x - \bar{A}_x$$

Ecuación 4.31

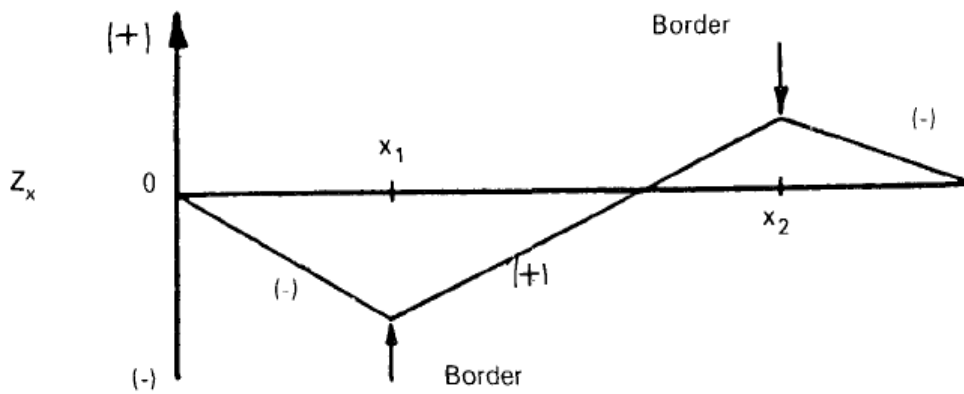


Fig. 2.12 Definición de diferencia acumulativa

### **4.3 Variables de Tiempo**

Existen dos variables que deben tomarse en cuenta y son:

- El periodo de diseño
- La vida útil del pavimento

El periodo de diseño: es el tiempo total para el cual se diseña un pavimento en función de la proyección del tránsito y el tiempo que se considere apropiado para que las condiciones del entorno se comiencen a alterar desproporcionadamente.

La vida útil del pavimento, es aquel tiempo que transcurre entre la construcción del mismo y el momento en que alcanza el mínimo de servicialidad.

El período de diseño puede llegar a ser igual a la vida útil de un pavimento; en los casos en que se consideren reconstrucciones o rehabilitaciones a lo largo del tiempo, el período de diseño comprende varios períodos de vida útil que son; el de pavimento original y el de las rehabilitaciones.

Se recomiendan periodos de diseño en la siguiente forma:

Tabla 2.8. Selección de Periodos de Diseño según el Tipo de Carretera<sup>13</sup>

<b>Tipo de Carretera</b>	<b>Período de Diseño</b>
Autopista Regional	20 – 40 años
Troncales suburbanas	15 – 30 años
Troncales Rurales	
Colectoras Suburbanas	10 – 20 años
Colectoras Rurales	

<sup>13</sup>AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

#### **4.4 Servicialidad**

El índice de servicialidad de un pavimento, es el valor que indica el grado de confort que tiene la superficie para el desplazamiento natural y normal de un vehículo.

Para un pavimento en perfecto estado se le asigna un valor de servicialidad inicial (PSI) que depende del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción (5- Perfecto), el mismo que con el tiempo se ira deteriorando con un índice de servicialidad final que depende de la categoría del camino y al criterio del proyectista, (0, pésimas condiciones).

La diferencia entre estos dos valores es lo que se conoce como pérdida de servicialidad  $\Delta$ PSI, o sea el índice de servicialidad presente.

Los valores que se recomiendan dependiendo del tipo de pavimento son los siguientes:

Índice de servicialidad inicial:

PSI: 4.5 para pavimentos rígidos

PSI: 4.2 para pavimentos flexibles

Índice de servicialidad final:

Pt: 2.5 o más para caminos muy importantes

Pt: 2.0 para caminos de tránsito menos



## **4.5 Factores Estadísticos**

Los factores estadísticos que influyen en el comportamiento de los pavimentos son:

### **4.5.1 Confiabilidad (R)**

La confiabilidad está definida como "la probabilidad de que un pavimento desarrolle su función durante su vida útil en condiciones adecuadas para su operación".

Otra manera de entender la confiabilidad, por ejemplo es: si se considera una confiabilidad "R" del 80% estaríamos permitiendo que el 20% de las losas del pavimento alcancen al final de su vida útil una servicialidad igual a la servicialidad final seleccionada en el diseño.

Tabla 2.9 Confiabilidad recomendada por AASHTO y según la clasificación Funcional<sup>14</sup>

<b>Clasificación Funcional</b>	<b>Urbano</b>	<b>Rural</b>
Autopistas	85% - 99.9%	80% - 99.9%
Arterias Principales	80% - 99%	75% - 99%
Colectoras	80% - 95%	75% - 95%
Locales	50% - 80%	50% - 80%

---

<sup>14</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

También se puede entender a la confiabilidad como un Factor de Seguridad, siendo necesario reflexionar cuales son los valores de confiabilidad que se deben utilizar en el país dependiendo de la zona donde estamos trabajando, para realizar el diseño para un pavimento.

$$FS_{AASHTO} = 10^{(-Z_r x S_o)}$$

Ecuación 4.44

Donde:

Zr: desviación normal estándar para "R"

So: desviación estándar

Tabla 2.10 Desviación normal estándar según confiabilidad

R	ZR
50	0
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.34
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
96.5	-1.816
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.09
99.99	-3.75

A continuación se presentan los factores de seguridad aproximados AASHTO a los que corresponde la confiabilidad. Estos factores de seguridad van asociados con la Desviación Estándar "So".

Tabla 2.11. Factores de Seguridad en función de la desviación estándar y confiabilidad

Desviación Estándar So	Confiabilidad "R"					
	50%	60%	70%	80%	90%	95%
0.30	1.00	1.19	1.44	1.79	2.42	3.12
0.35	1.00	1.23	1.53	1.97	2.81	3.76
0.39	1.00	1.26	1.60	2.13	3.16	4.38
0.40	1.00	1.26	1.62	2.17	3.26	4.55

Gráficamente corresponde a lo siguiente:

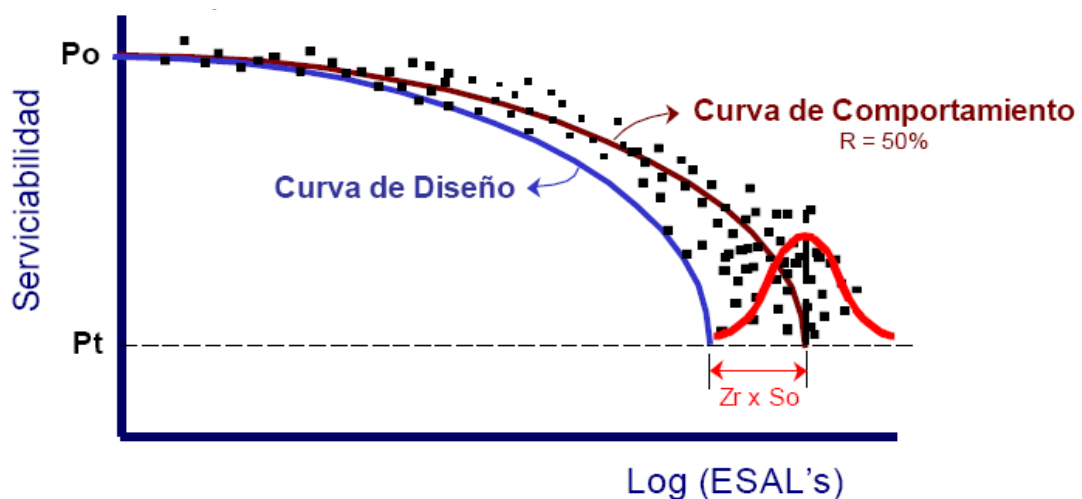


Fig 2.13 Esquema representativo de la confiabilidad

#### **4.5.2 Desviación estándar $S_o$**

Desviación estándar que combina por una parte la desviación estándar media de los errores de predicción del tránsito durante el periodo de diseño, y por otra la desviación estándar de los errores en la predicción del comportamiento del pavimento (expresado en ejes equivalentes de 18 kips) al alcanzar un determinado índice de servicio terminal.

La Guía AASHTO recomienda adoptar para  $S_o$  valores comprendidos dentro de los siguientes intervalos:

. Pavimentos rígidos: 0,30 - 0,40.

. Pavimentos flexibles: 0,40 - 0,50

#### **4.6 Drenaje**

Es necesario eliminar la posibilidad de la reducción de la vida útil de pavimento por el efecto que produce el agua al presentarse dentro del paquete estructural; en todos y cada uno de los casos en que se prevean problemas de humedad deberán diseñarse estructuras de drenaje tales como: bases drenantes, drenajes, cunetas, filtros laterales de transición elaborados con materiales granulares o geotextiles (subdrenajes)

El drenaje de agua en los pavimentos, debe ser considerado como parte

importante en el diseño de carreteras. El exceso de agua combinado con el incremento de volúmenes de tránsito y cargas, se anticipan con el tiempo para ocasionar daño a las estructuras de pavimento.

Los efectos del agua en el pavimento son los siguientes:

- Obligadamente reduce la resistencia de los materiales granulares
- Reduce la resistencia de los suelos de la subrasante cuando se satura y permanece en similares condiciones durante largos periodos.
- Succiona los suelos de apoyo de los pavimentos de concreto provocando fallas, grietas, etc.
- Succiona los finos de los agregados de las bases que están bajo los pavimentos flexibles, provocando pérdida de soporte por la erosión causada.

Los métodos de diseño de pavimentos, dependen de la práctica de construir pavimentos fuertes para resistir el efecto combinado de cargas y agua.

La AASHTO establece recomendaciones en base en el tiempo necesario para que la capa de base elimine la humedad cuando esta tiene un grado de saturación del 50%, es importante notar que al tener un grado de saturación del 85% se reduce en gran parte el tiempo real necesario para seleccionar la calidad de drenaje.

Tabla 2.12 Tiempos de drenaje para capas granulares<sup>15</sup>

<b>Calidad del Drenaje</b>	<b>50% saturación</b>	<b>85% saturación</b>
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	De 10 a 15 horas
Muy pobre	El agua no drena	Mayor de 15 horas

Tabla 2.13 Coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles

<b>Calidad del drenaje</b>	<b>P= % del tiempo en que el pavimento esta expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación</b>			
	<b>&lt; 1%</b>	<b>1% - 5%</b>	<b>5% - 25%</b>	<b>&gt; 25%</b>
Excelente	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1.25 – 1.15	1.15 - 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

En el diseño de pavimentos rígidos se utilizan los coeficientes de drenaje, los cuales ajustan la ecuación de diseño que considera la resistencia de la losa, las tensiones y las condiciones de soporte.

Tabla 2.14 Coeficientes de drenaje para pavimentos rígidos

<b>Calidad del drenaje</b>	<b>P= % del tiempo en que el pavimento esta expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación</b>			
	<b>&lt; 1%</b>	<b>1% - 5%</b>	<b>5% - 25%</b>	<b>&gt; 25%</b>
Excelente	1.25 – 1.20	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10
Bueno	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00
Regular	1.15 – 1.10	1.10 - 1.00	1.00 – 0.90	0.90
Pobre	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80 – 0.70	0.70

<sup>15</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

Para seleccionar el coeficiente de la tabla, es necesario seguir las siguientes indicaciones:

- 1) Se calcula el tiempo de drenaje de cada una de las capas no ligada para pavimentos flexible o de la subbase combinada con la subrasante para el caso de pavimentos rígidos.
- 2) Se selecciona una calidad de drenaje en función del tiempo de drenaje calculado.
- 3) Calcular el tiempo en que la estructura de pavimento va a estar expuesta a niveles de humedad próximos a saturarse.
- 4) Con la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo en que el pavimento va a estar expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación, se selecciona el coeficiente de drenaje según el el tipo de pavimento que se esté calculando.

#### **4.7 Propiedades de los Materiales**

Los valores de  $a_1$ ,  $a_2$ ,...  $a_n$  son coeficientes que están relacionados con los parámetros resistentes de bases granulares, subbases, bases tratadas con asfalto, con cemento, y son necesarios para proceder al diseño estructural del pavimento. Los coeficientes de la capa asfáltica en función del módulo elástico se muestran en la siguiente tabla<sup>16</sup>:

---

<sup>16</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS (CD) Ing. Milton Torres Espinoza.

Tabla 2.15 Coeficientes de capa en función de sus módulos elásticos

MODULOS ELASTICOS		VALORES
PSI	MPA	a1 (plg <sup>-1</sup> )
125000	862	0,22
150000	1034	0,25
175000	1207	0,28
200000	1379	0,295
225000	1551	0,32
250000	1724	0,33
275000	1896	0,35
300000	2068	0,37
325000	2241	0,38
350000	2413	0,39
375000	2586	0,4
400000	2758	0,42
425000	2930	0,43
450000	3103	0,44

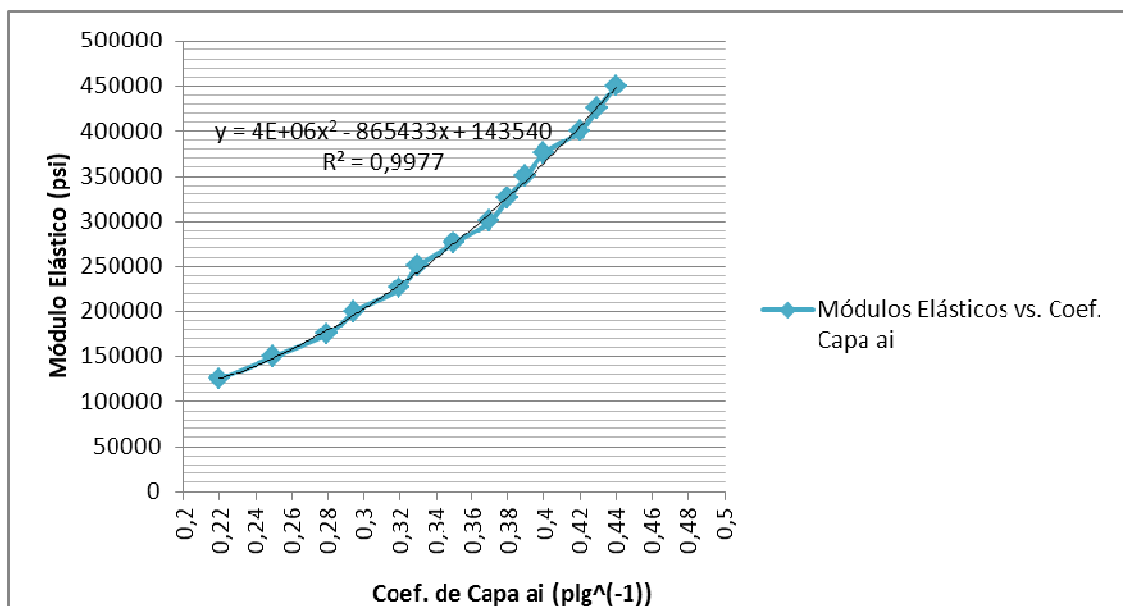


Fig 2.14 Esquema representativo del coeficiente de capa vs. el módulo de elasticidad.



El valor del módulo elástico de la capa asfáltica (E1), en MPa, es aproximadamente<sup>17</sup>:

$$E1 = (860 * \frac{EM}{FL} * 10)^{0,035(30-T)}$$

$$E1 = (860 * \frac{1800lib}{16 \frac{pul}{100}} * 10)^{0,035(30-21)}$$

**Donde:**

EM: estabilidad Marshall (KN). NOTA: 1 KN = 100 kgf.

FL: flujo o deformación Marshall (mm).

T : temperatura de cálculo (oC).

Tabla 2.16 Coeficientes de capa asfáltica en función del daño visible o permisible<sup>17</sup>

ESTADO DE LA CAPA ASFÁLTICA EXISTENTE	a1
Pocas o ninguna fisura de piel de cocodrilo y/o solo grietas transversales de severidad baja	0.35 – 0.40
<10% fisuras de piel de cocodrilo de baja severidad y/o < 5% grietas transversales de severidad media (y alta)	0.25 – 0.35
> 10% fisuras de piel de cocodrilo de severidad baja y/o < 10% fisuras de piel de cocodrilo de severidad media y/o	0.20 – 0.30

<sup>17</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS (CD) Ing. Milton Torres Espinoza.

<p>&gt; 5-10% grietas transversales de severidad media (y alta)</p> <p>&gt; 10% fisuras de piel de cocodrilo de severidad media y/o</p> <p>&lt; 10% fisuras de piel de cocodrilo de severidad media y/o</p> <p>&gt; 10% grietas transversales de severidad media (y alta)</p>	0.14 – 0.20
<p>&gt; 10% fisuras de piel de cocodrilo de severidad alta y/o</p> <p>&gt; 10% grietas transversales de severidad alta.</p>	0.08 – 0.15

Tabla 2. 17 Coeficientes de las capas granulares en función del CBR<sup>18</sup>

BASE DE AGREGADOS		SUBBASE GRANULAR	
CBR %	a2	CBR %	a3
20	0.070	10	0.080
25	0.085	15	0.090
30	0.095	20	0.093
35	0.100	25	0.102
40	0.105	30	0.108
45	0.112	35	0.115
50	0.115	40	0.120
55	0.120	50	0.125
60	0.125	60	0.128
70	0.130	70	0.130
80	0.133	80	0.135
90	0.137	90	0.138
100	0.140	100	0.140

<sup>18</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS (CD) Ing. Milton Torres Espinoza.

De conocerse los valores de los módulos elásticos de la base (E2) y la subbase (E3), entonces los coeficientes de capas pudieran calcularse como<sup>19</sup>:

$$a_2 = 0,249 (\log E_2) - 0,977$$

$$a_3 = 0,227 (\log E_3) - 0,839$$

Los valores de E2 y E3 están dados en psi. NOTA: 1 psi = 0,007 MPa.

Para vías a rehabilitar se considerarán los siguientes criterios para los coeficientes de capas de base y subbase

Tabla 2.18 Valores de coeficientes para bases y subbases existentes

<b>ESTADO DE BASES Y SUBBASES EXISTENTES</b>	<b>a2 y a3</b>
Sin evidencias de degradaciones o contaminación de finos	0.10 – 0.14
Algunas evidencias de degradaciones o contaminaciones	0.00 – 0.10

Tabla 2.19 Valores empíricos publicados por la AASHTO que permiten determinar los coeficientes para los diferentes tipos de materiales.<sup>20</sup>

---

<sup>19</sup> INGENIERÍA DE PAVIMENTOS (CD) Ing. Milton Torres Espinoza

<sup>20</sup> AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993

CLASE DE MATERIAL	NORMAS	$a_i$ (cm <sup>-1</sup> )	$a_i$ (plg <sup>-1</sup> )
<b>CAPA DE SUPERFICIE</b>			
Concreto Asfáltico	Estabilidad Marshall 1000- 1800 lbs	0.134 – 0.173	0.34 – 0.43
Arena Asfáltica	Estabilidad Marshall 500 – 800 lbs	0.079 – 0.118	0.20 – 0.30
Carpeta Bituminosa mezclada en el camino	Estabilidad Marshall 300- 600 lbs	0.059 – 0.098	0.15 – 0.25
<b>CAPA DE BASE</b>			
Agregados triturados, graduados uniformemente	PI: 0 – 4 CBR> 100%	0.047 – 0.055	0.12 – 0.14
Grava graduada uniformemente	PI: 0 – 4 CBR 30 – 80%	0.028 – 0.051	0.07 – 0.13
Concreto Asfáltico	Estabilidad Marshall 1000 – 1600 lbs	0.098 – 0.138	0.25 – 0.35
Area Asfáltica	Estabilidad Marshall 500 – 800 lbs	0.059 – 0.098	0.15 – 0.25
Agregado grueso estabilizado con cemento	Resistencia a la compr. 28 – 46 kg/cm <sup>2</sup>	0.079 – 0.138	0.20 – 0.35
Agregado grueso estabilizado con cal	Resistencia a la compr. 7Kg/cm <sup>2</sup>	0.059 – 0.118	0.15 – 0.30
Suelo – cemento	Resistencia a la compr. 18 – 32Kg/cm <sup>2</sup>	0.047- 0.079	0.12 – 0.20
<b>CAPA DE SUB-BASE</b>			
<b>Arena – Grava graduado uniformemente</b>	PI: 0 – 6 CBR> 30%	0.035 – 0.043	0.09 – 0.11
<b>Suelo – Cemento</b>	Resistencia de la compr. 18 – 32Kg/cm <sup>2</sup>	0.059 – 0.071	0.15 – 0.18
<b>Suelo – Cal</b>	Resistencia de la compr. 5Kg/cm <sup>2</sup>	0.059 – 0.071	0.15 – 0.18
<b>MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE</b>			
Arena o suelo seleccionado	PI= 0 – 10	0.020 – 0.035	0.05 – 0.09
Suelo con cal	3% minimo de cal en peso de los suelos	0.028 – 0.039	0.07 – 0.09
<b>TRATAMIENTO SUPERFICIAL</b>			
<b>BITUMINOSO</b>			
<b>Triple riego</b>	* usar estos valores para los diferentes tipos de tratamientos bituminosos, sin calcular espesores	*0.40	*1.02
<b>Doble riego</b>		*0.25	*0.64
<b>Simple riego</b>		*0.15	*0.38

Los gráficos obtenidos del AASHTO Guide for Design of Pavement Structures de 1993, que permiten estimar los coeficientes estructurales de capa ( $a_i$ ) en función de distintas propiedades de los materiales.

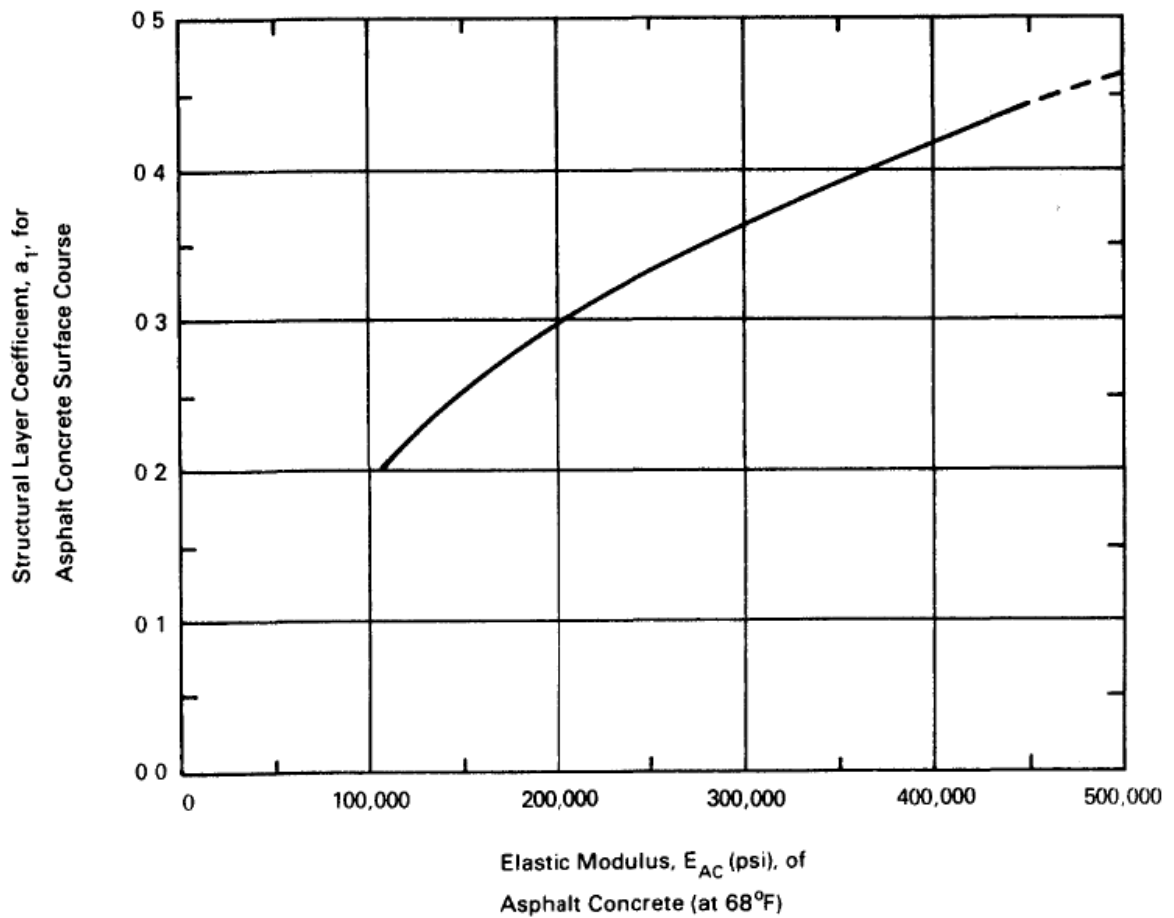
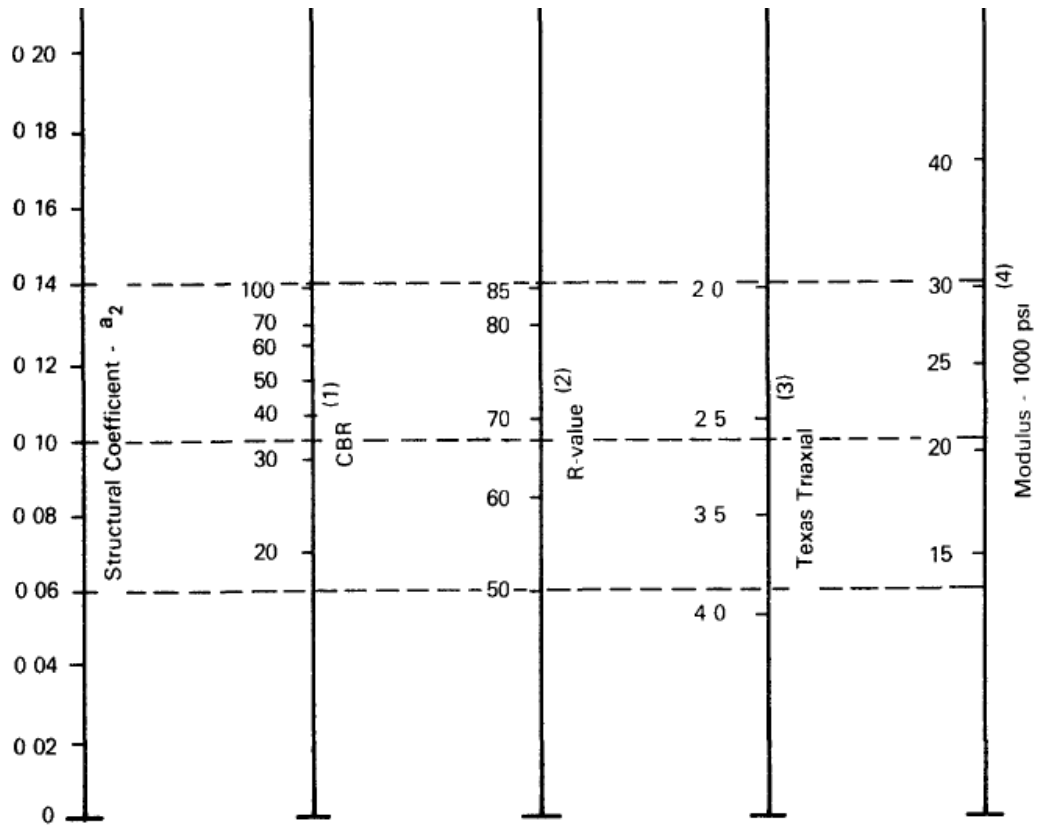
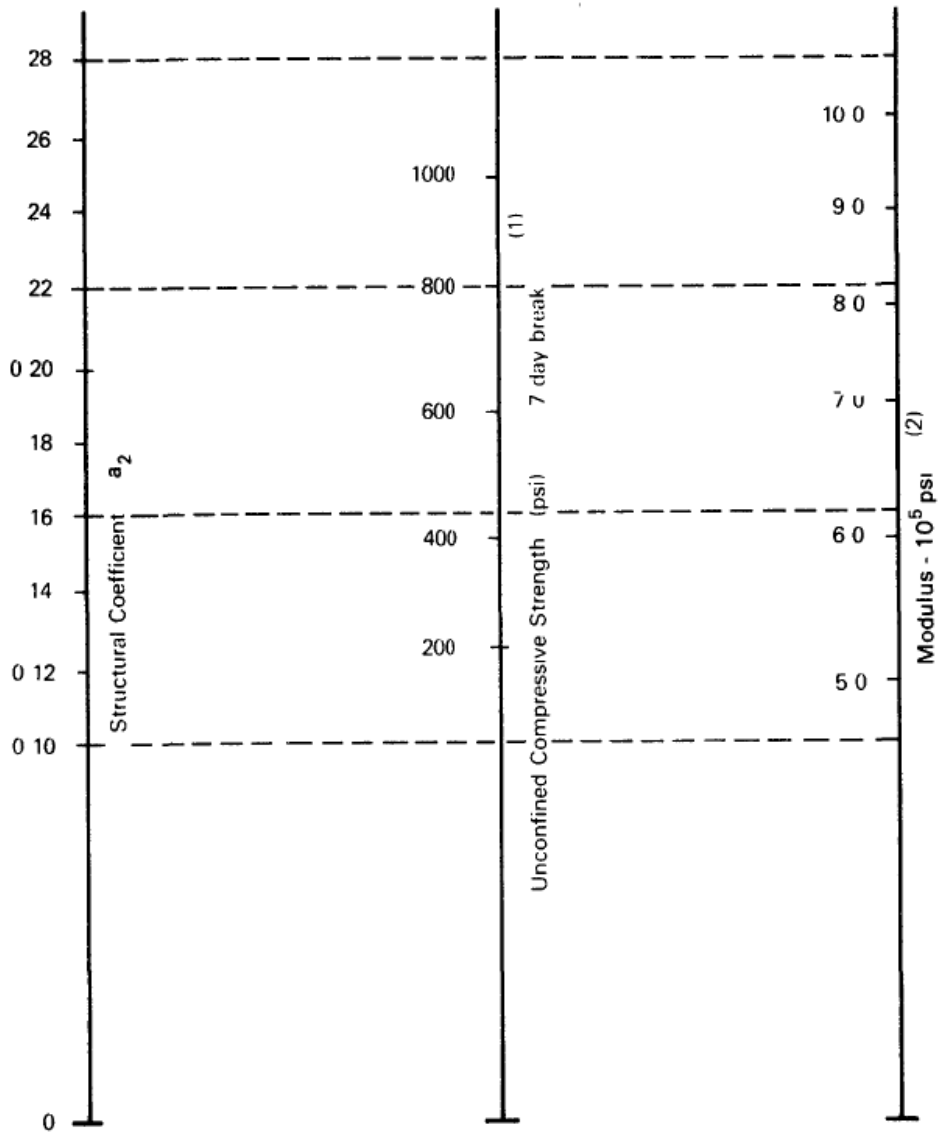


Fig. 2.15 Diagrama para estimar el coeficiente estructural de una mezcla densa de hormigón asfáltico basado en el modulo de resiliente elástico



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from Illinois
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California, New Mexico and Wyoming
- (3) Scale derived by averaging correlations obtained from Texas
- (4) Scale derived on NCHRP project (3)

Fig. 2.16 Relación entre el coeficiente estructural para base granular y distintos parámetros resistentes



- (1) Scale derived by averaging correlations from Illinois Louisiana and Texas
- (2) Scale derived on NCHRP project (3)

Fig. 2.17 Relación entre el coeficiente estructural Para base tratada con cemento y distintos parámetros resistentes

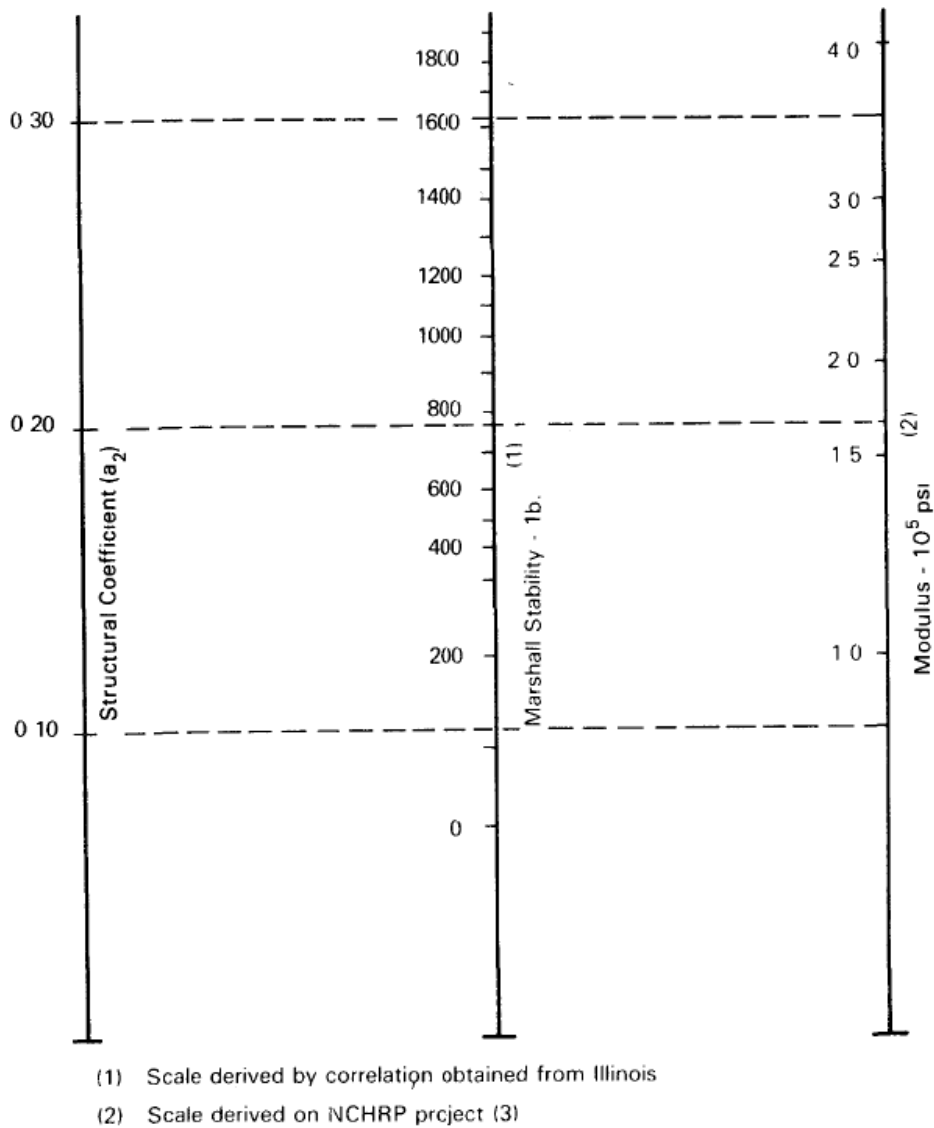
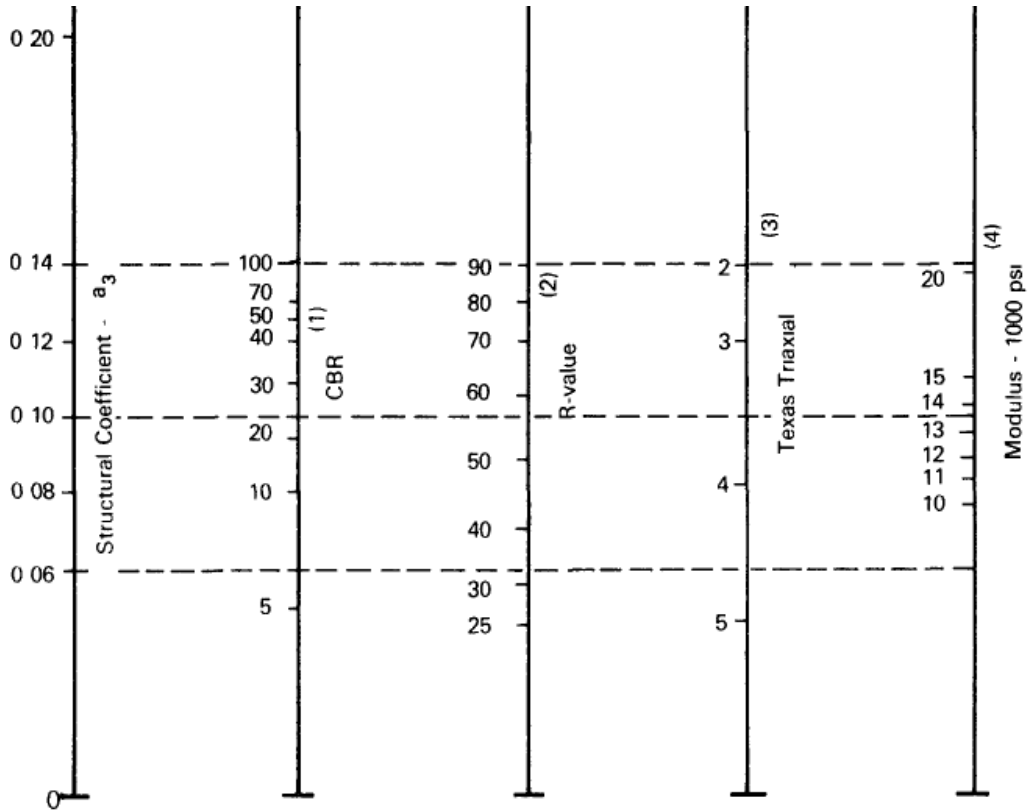


Fig. 2.18 Relación entre el coeficiente estructural para base tratada con asfalto y distintos parámetros Resistentes





- (1) Scale derived from correlations from Illinois
- (2) Scale derived from correlations obtained from The Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming
- (3) Scale derived from correlations obtained from Texas
- (4) Scale derived on NCHRP project (3)

Fig. 2.19 Relación entre el coeficiente estructural para subbase granular y distintos parámetros resistentes