

COMISION DE DISEÑO Y  
EVALUACION DE PAVIMENTOS

**RECOMENDACIONES  
PARA EL DISEÑO DE  
PAVIMENTOS EN CHILE  
SEGUN AASHTO**

INFORME N° 1

CAMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCION  
CORPORACION DE INVESTIGACION DE LA CONSTRUCCION

# COMISION DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS

## **Presidente:**

Sr. Alberto Ureta A.

Corporación de Investigación de la Construcción.

## **Secretario Ejecutivo:**

Sr. Juan Carlos León F.

Corporación de Investigación de la Construcción.

## **Secretario Técnico:**

Sr. Iván Navarro M.

## **Miembros de la Comisión:**

Roberto ALVAREZ W.

LEN & Asociados Ingenieros Consultores

Blas BARROS T.

Asesor del Ministro de Obras Públicas

Juan Pablo COVARRUBIAS T.

Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón

Hernán DE SOLMINIHAC T.

Pontificia Universidad Católica de Chile

Martín DOMINGUEZ V.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo

Dusan DUJISIN Q.

DDQ Ingenieros Consultores

Gerardo ECHEVERRIA G.

INTRAT Ingenieros Consultores

Eugenio GALVEZ G.

Ministerio de Obras Públicas

Mauricio POBLETE R.

MP Ingenieros Consultores

Joel PRIETO V.

SERVIU Metropolitano

Edmundo PULIDO S.

Cámara Chilena de la Construcción

Ricardo SALSILLI M.

Universidad de Chile

ás  
er  
as  
es  
OS

OS  
no  
P)  
no  
OS

lio

na

# INDICE

	Nº
<b>PRESENTACION</b>	4
<b>I. INTRODUCCION</b>	6
<b>II. EL METODO AASHTO</b>	7
2.1 Elección	7
2.2 Ecuaciones Básicas del Método	7
2.3 Parámetros	8
2.3.1 Tránsito	9
2.3.2 Confiabilidad	9
2.3.3 Serviciabilidad	10
2.3.4 Módulo Resiliente	12
2.3.5 Módulo de Reacción de la Subrasante (K)	13
2.3.6 Estructuración	14
2.3.7 Drenaje	16
2.3.8 Propiedades del Hormigón	19
2.3.9 Coeficiente de Transferencia de Cargas (J)	20
<b>III. DIAGNOSTICO DEL USO DEL METODO AASHTO EN CHILE</b>	22
<b>IV. CONCLUSIONES</b>	23
<b>V. BIBLIOGRAFIA</b>	26
<b>ANEXOS</b>	
<b>ANEXO 1:</b> Confiabilidad en el diseño de Pavientos	27
<b>ANEXO 2:</b> La durabilidad del Pavimento medida a través del índice de serviciabilidad inicial « $p_i$ »	39
<b>ANEXO 3:</b> Determinación del valor del módulo de resiliencia del suelo para ser usado en el método AASHTO-1993	43
<b>ANEXO 4:</b> Uso del Cono de Penetración Dinámico (CPD).	45

# INDICE

## ESTUDIOS ESPECIALES CONTRATADOS POR LA COMISION

- A** RECOMENDACIONES PARA LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA "J" EN PAVIMENTOS DE HORMIGON CHILENOS, 1996.
- B** USO DE LOS RESULTADOS DEL DEFLECTOMETRO DE IMPACTOS EN EL METODO DE DISEÑO AASHTO 1993, 1996.
- C** DESARROLLO DE UNA RELACION INDICE DE SERVICIABILIDAD (p) - INDICE DE RUGOSIDAD INTERNACIONAL (IRI), 1995.
- D** DRENABILIDAD Y TIEMPOS DE SATURACION PARA BASES DE PAVIMENTOS, 1994.
- E** EVALUACION TECNICA DE PAVIMENTOS EXISTENTES SEGUN METODO AASHTO - 1993, 1996.

## PRESENTACION

El método de diseño AASHTO [AASHTO, 1993], originalmente conocido como AASHO, fue desarrollado en los Estados Unidos en la década de los 60, basándose en un ensayo a escala real realizado durante 2 años en el Estado de Illinois. A partir de los deterioros que experimentaron pistas de prueba solicitadas por cargas conocidas, se establecieron ecuaciones que permitieron representar las relaciones deterioro - solicitud para todas las condiciones ensayadas.

Una limitante de este método, como todo estudio empírico, está en establecer la validez de las relaciones propuestas para condiciones diferentes a las existentes en el lugar de la prueba, situación que debe ser considerada por los diseñadores al momento de aplicarlo a las condiciones locales.

En los últimos años, se han desarrollado una serie de modelos matemáticos, conocidos como "mecanicistas", que procuran representar los comportamientos de los pavimentos. Sin embargo, por diferentes factores y consideraciones, estos procedimientos no han tenido una aceptación unánime, por lo que se usan normalmente como complemento de métodos empíricos.

A partir de la versión del año 1986, el método de diseño AASHTO comenzó a introducir conceptos mecanicistas para adecuar algunos parámetros a condiciones diferentes a las que imperaron en el lugar del ensayo original. Los modelos matemáticos respectivos también requieren de una calibración para las condiciones locales del área donde se pretenden aplicar.

En conformidad con lo señalado, resulta de la mayor importancia calibrar los diferentes parámetros que intervienen en las relaciones incluidas en el método AASHTO, como una forma de obtener diseños confiables y representativos de las condiciones locales.

Dada esta necesidad, la Cámara Chilena de la Construcción, a través de la Corporación de Investigación de la Construcción creó la "Comisión de Diseño y Evaluación de Pavimentos", en adelante la Comisión. En ella participan profesionales de los Ministerios de Obras Públicas, de Vivienda y Urbanismo, de las principales Empresas Consultoras, Instituciones Técnicas de la industria vial chilena, de la Universidad de Chile y de la Pontificia Universidad Católica de Chile. La Comisión mediante el análisis de estudios previos disponibles, estudios adicionales especiales, más la experiencia y conocimientos de los miembros que la integran, está analizando los alcances, objetivos y características de cada uno de los factores que intervienen en las mencionadas relaciones.

Es importante destacar el apoyo económico, de libre disponibilidad para la Comisión, que el Ministerio de la Vivienda y el Instituto Chileno del Cemento han entregado.

**Los objetivos que se ha propuesto la Comisión son:**

- Investigar y evaluar los pavimentos superiores existentes en Chile, tanto rígidos como flexibles, para ponderar su comportamiento efectivo en relación al esperado y procurar determinar las causas que pudieran originar deterioro prematuro, donde ello hubiese ocurrido.
- Validar y adecuar el método AASHTO a la realidad de nuestro país, y analizar los principales fenómenos que producen el deterioro, de manera que puedan ser más claramente comprendidos por todos los agentes relacionados con la gestión de pavimentos.
- Analizar las soluciones propuestas por AASHTO, para repavimentaciones.
- Estudiar sistemas de evaluación de pavimentos que incluyan una evaluación técnica y económica de largo plazo, de modo de maximizar los beneficios para el país. Evaluación Económica de Proyectos Viales, que contemple los costos de construcción, rehabilitación, mantención, ingeniería y administración, externalidades positivas y negativas, entre otros.

## INTRODUCCION

A partir de los estudios efectuados a la fecha por la Comisión, surgen una serie de aspectos importantes que se ha estimado conveniente dar a conocer a los Profesionales e Instituciones interesadas en el tema.

La información contenida en este documento no es un método o norma para diseñar pavimentos. Su objetivo es:

- Proponer algunos procedimientos y consideraciones que forman parte de la buena práctica del diseño.
- Entregar los resultados de estudios y experiencias realizadas en el país.
- Destacar la importancia que en el buen desempeño de los pavimentos tienen ciertos factores, y por lo tanto, la conveniencia de arbitrar medios para considerarlos en forma preferencial.
- Describir el uso de técnicas de prospección nuevas o de uso no habitual en el país.

Otro aspecto muy importante que ha surgido de los estudios e intercambio de información entre los miembros de la Comisión, es la conveniencia que el proyectista diseñe estructuras que utilicen al máximo las propiedades de los materiales y las condiciones que se dan en el área del proyecto. Se debe evitar la utilización de soluciones y especificaciones tipos que no consideren las condiciones y técnicas particulares del proyecto y la posibilidad de optar por diseños alternativos, incorporando las tecnologías y procedimientos más recientes, tanto en uso en Chile como en otros países.

Este documento es el primer informe general (INFORME N°1) preparado por la Comisión y será complementado en el futuro con otros a medida que se desarrollen nuevos estudios. Esta información ayudará al mejor diseño de nuestros pavimentos, y en definitiva, lograr que las inversiones en caminos viales sean cada día más rentables para el país.

El documento contiene una descripción general del método AASHTO y sus principales parámetros; un diagnóstico del comportamiento de pavimentos diseñados con el método AASHTO en Chile; y recomendaciones de los valores de los parámetros a utilizar. **a juicio de la Comisión.**

## II. EL METODO AASHTO

### 2.1 Elección

El método AASHTO para diseño de pavimentos, a pesar de tener limitaciones, es el de uso más extendido en el país. Define algoritmos para los pavimentos flexibles y rígidos, que permiten establecer diseños equivalentes para ambos tipos de pavimentos. Entrega metodologías de diseño para distintas combinaciones de rehabilitación de pavimentos, sean flexibles o rígidos, considerando diferentes alternativas de refuerzo y permite incorporar la experiencia local a través de la evaluación de los diferentes parámetros de las fórmulas.

Es interesante notar que el método está en constante perfeccionamiento a través de estudios orientados a mejorar el alcance de las fórmulas y obtención de los parámetros involucrados. Es así como recientemente en USA, la investigación denominada "Strategic Highway Research Program" (SHRP) ha seguido el trabajo de AASHTO no sólo en el campo del diseño estructural de pavimento, sino también lo ha extendido al estudio de los materiales y mezclas que se usan en carreteras. Ejemplos de estos estudios son:

- Nuevas especificaciones para asfaltos vírgenes, modificados y reciclados.
- Nuevos ensayos para asfaltos que consideran uso y medio ambiente.
- Especificaciones para mezclas asfálticas de acuerdo al comportamiento en terreno. Este estudio generó lo que se llama SUPERPAVE.
- Estudios de comportamiento de pavimentos a largo plazo. (LTPP).
- Revisión de las fórmulas de diseño AASHTO.
- Nuevos ensayos para materiales de uso en carreteras.

### 2.2 Ecuaciones Básicas del Método

Las ecuaciones básicas usadas para pavimentos flexibles y rígidos, expresadas en el sistema internacional de unidades (SI), que propone la Guía AASHTO son las siguientes:

#### - Pavimentos Flexibles:

$$EE = (NE + 25.4)^{9.36} 10^{-(16.40 - Z_R S_D)} M_R^{2.32} \left( \frac{p_i - p_f}{4.2 - 1.5} \right)^{1/\beta}$$

$$\beta = 0.40 + \left[ \frac{97.811}{NE + 25.4} \right]^{5.19}$$



### - Pavimentos Rígidos:

$$EE = \left[ \frac{H + 25.4}{25.882} \right]^{7.35} 10^\alpha \beta^{(4.22 - 0.32 p_i)}$$

$$\alpha = \frac{\log \left[ \frac{p_i - p_f}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \left[ \frac{180.779}{H + 25.4} \right]^{6.46}} + Z_R S_o$$

$$\beta = \frac{R_m C_d}{1.487 J} \left[ \frac{H^{0.75} - 12.808}{H^{0.75} - 83.200 \left( \frac{K}{E} \right)^{0.25}} \right]$$

### 2.3 Parámetros

Los parámetros y sus unidades para ambos tipos de pavimentos se encuentran en la Tabla 2.1.

**TABLA Nº 2.1**

Parámetros que usa el método de diseño AASHTO

Símbolo	Unidades	Descripción	Asfalto	Hormigón	Punto de Referencia
EE	Nº	Solicitación del Tránsito en ejes equivalentes	x	x	2.3.1
Z <sub>R</sub>	-	Coefficiente estadístico asociado a la confiabilidad	x	x	2.3.2
S <sub>o</sub>	-	Desviación estándar combinada en la estimación de los parámetros y del comportamiento del modelo	x	x	2.3.2
ΔP <sub>so</sub>	-	Diferencia entre el Índice de Serviciabilidad inicial, p <sub>i</sub> y el final, p <sub>f</sub>	x	x	2.3.3
M <sub>s</sub>	MPa	Módulo Resiliente de la subrasante	x	-	2.3.4
K	MPa/m	Módulo de Reacción de la subrasante	-	x	2.3.5
a <sub>i</sub>	-	Coefficiente estructural de la capa i	x	-	2.3.6
m <sub>i</sub>	-	Coefficiente de drenaje de la capa granular i.	x	-	2.3.7
C <sub>d</sub>	-	Coefficiente de drenaje de la capa granular.	-	x	2.3.7
R <sub>m</sub>	MPa	Resistencia media a la flexotracción a 28 días	-	x	2.3.8
E	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón	-	x	2.3.8
J	-	Coefficiente de transferencia de carga entre losas.	-	x	2.3.9
NE	mm	Número Estructural	x	-	2.3.6
-	mm	Espesor de la losa de pavimento	-	x	2.2

\* NE = número estructural, dado por

$$NE = \sum a_i m_i h_i \quad \text{donde:}$$

a<sub>i</sub> y m<sub>i</sub> están descritos más arriba y "h<sub>i</sub>" es el espesor de la capa "i" en milímetros.

### 2.3.1 Tránsito

Los resultados de la Prueba de Carreteras AASHO mostraron que el daño que produce un eje con una carga determinada puede representarse por el número de pasadas de un eje simple de 80 kN (8.16 ton) de rueda doble, considerado como eje patrón, que produce un daño similar. Distintas configuraciones de ejes y cargas inducen daños diferentes al pavimento, pudiendo asociarse dicho deterioro al producido por un determinado número de ejes convencionales de 80 kN de carga por eje simple, rueda doble.

Este parámetro se evalúa en forma diferente para cada tipo de pavimento. Cabe destacar que la Comisión está desarrollando un estudio que aborda estos aspectos.

#### Capacidad de la pista de diseño

Es recomendable, especialmente para tránsitos altos analizar la posibilidad que la pista experimente saturación antes del término del período de diseño. Una pista determinada admite un número máximo de vehículos y por lo tanto un máximo de EE. En estos casos debe tenerse presente que esto podría limitar la sollicitación de tránsito de diseño y adicionalmente disminuir la incertidumbre en la predicción del tránsito.

#### Distribución del tránsito en la pista de diseño

La distribución del tránsito pesado en la carretera depende del número de pistas y del volumen total de tránsito (TMDA). Se han examinado algunos estudios [Taragin, A., 1958] [Darter, M. I., 1985] pero no parecen adecuados a la realidad de Chile; por lo cual la Comisión tiene en estudio este problema.

### 2.3.2 Confiabilidad

La confiabilidad de diseño ( $R$ ) es la probabilidad que una sección homogénea de pavimento, usando el método, se comporte de acuerdo a lo que predice el modelo, para la sollicitación de la acción conjunta de tránsito y medio ambiente durante el período de diseño.

Una extensión del concepto de confiabilidad se adjunta en Anexo 1.

#### Coefficiente Estadístico $Z_R$

El coeficiente estadístico  $Z_R$  está asociado a una confiabilidad ( $R$ ) para un conjunto de datos en una distribución normal.

#### Desviación Estándar Combinada $S_o$

La Desviación estándar combinada  $S_o$  es una medida de los errores de predicción del tránsito y de los otros factores que afectan al comportamiento del pavimento.

A esta desviación contribuyen por ejemplo: construcción, medio ambiente, incertidumbre del modelo, tránsito. Todos en conjunto contribuyen a la variabilidad total " $S_o$ ".

## Proposición de Niveles de Confianza y Factores Estadísticos Asociados

En las Tabla 2.2 se presentan los niveles de Confianza y factores estadísticos asociados, propuestos por esta Comisión, a ser usados en el diseño ambos tipos de pavimentos de vías interurbanas bajo condiciones normales.

En vías urbanas los niveles de Confianza no deberían fijarse normalmente en base sólo a las solicitudes de tránsito, sino más bien de acuerdo a la importancia de la vía y su dificultad posterior de rehabilitación. Asimismo en casos especiales tales como túneles, accesos a viaductos importantes, intersecciones, etc.

Tabla 2.2

### PAVIMENTOS DE ASFALTO Y DE HORMIGÓN

Solicitud de Tránsito en Pista Diseño (Mill.EE)	Nivel de Confianza R% (*)	Factor $Z_R$	Factor $S_o$	
			Asfalto	Hormigón
≤5	50 - 60	0.000 - 0.253	0.45	0.35
5 a 15	50 - 70	0.000 - 0.524	0.45	0.35
15 a 30	60 - 75	0.253 - 0.674	0.45	0.35
30 a 50	70 - 80	0.524 - 0.841	0.44	0.34
50 a 70	70 - 85	0.524 - 1.037	0.42	0.32
70 a 90	70 - 90	0.524 - 1.282	0.40	0.30

(\*) Para pavimentos flexibles usar el mayor valor del rango si los suelos son débiles y el drenaje es pobre.

## Diseño de pavimentos por etapas

En caso de abordar el diseño de un pavimento por etapas, la Guía AASHTO plantea asumir una confiabilidad propia para cada etapa igual a  $R^{1/n}$ , siendo "n" el número de etapas y R la confiabilidad final del proyecto. No obstante lo anterior, se pueden usar confiabilidades distintas para diferentes etapas, siempre y cuando la combinación de ellas cumpla con la confiabilidad final.

### 2.3.3 Serviciabilidad

Serviciabilidad es la condición de un pavimento para proveer un manejo seguro y confortable a los usuarios, en un determinado momento. De acuerdo al método AASHTO, se mide cuantitativamente a través del Índice de Serviciabilidad, "p", en una escala de 0 a 5, siendo 5 el mejor valor.

#### Índice de Serviciabilidad Inicial

El Índice de Serviciabilidad Inicial,  $p_i$ , es el valor de este indicador al momento de puesta en servicio del camino. AASHTO recomienda un  $p_i=4.5$  para pavimentos de hormigón y  $p_i=4.2$  para pavimentos de asfalto, que fueron los valores obtenidos en la prueba AASHTO.

Para sensibilizar el efecto que en las fórmulas AASHTO tiene el Índice de Serviciabilidad Inicial en la vida del pavimento, se comparó las solicitudes admisibles para distintos valores de "p<sub>i</sub>" respecto de las que resultan al aplicar los valores usados por AASHTO; el índice de serviciabilidad final fue de 2.5. El cálculo se hizo para distintos niveles de tránsito y diferentes valores de soporte M<sub>r</sub> y K.

En los pavimentos de hormigón el cambio en EE, expresado como porcentaje, es una relación lineal única con el "p<sub>i</sub>", independiente del nivel de tránsito, del valor de soporte de los suelos y del parámetro "J".

En los pavimentos de asfalto, las relaciones son lineales y función de los niveles de tránsito y del valor de soporte de los suelos, entre p<sub>i</sub> = 3.8 y 4.8.

Estas relaciones permiten cuantificar la importancia que tiene una buena terminación, medida a través del Índice de Serviciabilidad Inicial (p<sub>i</sub>), en la durabilidad de un pavimento (Anexo 2). Estudios realizados en Estados Unidos muestran que las curvas de deterioro reales de dos pavimentos de igual estructura, pero con "p<sub>i</sub>" diferente, son paralelas, es decir, el pavimento con un "p<sub>i</sub>" más bajo alcanzará un "p<sub>f</sub>" antes que otro igual con un "p<sub>i</sub>" mayor; o dicho en otra forma: el pavimento permite sólo una fracción del tránsito para un mismo índice de serviciabilidad final (p<sub>f</sub>).

A modo de ejemplo, se presenta la siguiente Tabla 2.3 extraída del estudio en el Anexo 2.

**Tabla 2.3**  
**Cambio porcentual en EE en función del "p<sub>i</sub>" respecto a los EE para un p<sub>f</sub> de referencia de 4.2 y un p<sub>f</sub> = 2.5**

p <sub>i</sub>	PAVIMENTO	
	Flexible %	Rígido %
3.8	-50.0	-22.7
4.0	-25.0	-11.3
4.2	0.0	0.0
4.4	25.0	11.3
4.6	50.0	22.7
4.8	75.0	34.2

Nota: En pavimentos flexibles la variación de EE admisibles depende del tránsito y del M<sub>r</sub>. En el cuadro se presenta la variación porcentual para 50x10<sup>6</sup> EE y M<sub>r</sub> = 40 Mpa. Para los pavimentos rígidos los valores no dependen del tránsito, del K ni de J.

Dada la importancia económica que tiene el "p<sub>i</sub>" sobre el comportamiento de los pavimentos, se enfatiza la conveniencia de conseguir valores altos de la serviciabilidad inicial.

Existe inquietud por parte de esta Comisión porque se ha observado valores de p<sub>i</sub> de construcción inferiores a los considerados en el diseño, situación que producirá un deterioro prematuro al pavimento.

### Índice de Serviciabilidad Final

El Índice de Serviciabilidad Final (p<sub>f</sub>) es el nivel mínimo elegido para intervenir el pavimento a través de un proceso de rehabilitación.

## Relaciones entre la serviciabilidad (p) y el Índice de Rugosidad Internacional - (IRI)

En el estudio [Dujisin, D., 1995], encargado por esta Comisión, se estableció las siguientes fórmulas preliminares para relacionar la serviciabilidad (p) con el Índice de Rugosidad Internacional (IRI en m/km) para ambos tipos de pavimentos:

Pavimento	Fórmula
Asfalto	$p = 5.85 - 1.68 \text{ IRI}^{0.5}$
Hormigón	$p = 7.10 - 2.19 \text{ IRI}^{0.5}$

### 2.3.4 Módulo Resiliente

#### Módulo Resiliente de Diseño

Las ecuaciones AASHTO [AASHTO, 1993] de diseño fueron desarrolladas usando VALORES MEDIOS y considerando las dispersiones reales que suelen presentar los parámetros. En consecuencia, el módulo resiliente de diseño,  $M_R$ , debe corresponder al VALOR MEDIO de una serie asociada a una desviación estándar (S) concordante con las hipótesis de cálculo.

El  $M_R$  de diseño del conjunto de la subrasante debe ser el valor medio ( $M_{R,m}$ ), siempre que el conjunto de la serie entregue un coeficiente de variación no superior al 15%. Ello implica, aceptando una distribución normal, que el 99% de los valores integrantes de la muestra (en la práctica todos) deben estar comprendidos en el rango  $M_{R,m} \pm 3S$ , o más simplemente, el rango de valores aceptables para adoptar un determinado  $M_R$  de diseño, debe estar comprendido entre  $0.55 M_{R,m}$  y  $1.45 M_{R,m}$ .

Para los  $M_R$  menores que el límite inferior del rango deben calcularse otros tramos independientes, o proyectar un mejoramiento, si dichos valores representan pequeños sectores localizados. En el Anexo 3 se presenta un procedimiento estudiado por la Comisión para determinar el  $M_R$  de diseño, a partir de una serie de valores.

#### Determinación del Módulo Resiliente ( $M_R$ )

Para establecer el valor del módulo resiliente de diseño normalmente se utilizan en Chile relaciones que lo vinculan al CBR. Dado que el valor obtenido en el laboratorio no representa necesariamente el valor "in situ" es recomendable usar métodos que reflejen directamente las propiedades de los suelos o de la estructura del pavimento. Una alternativa que proporciona resultados más confiables, es mediante mediciones de penetración de cono dinámico ( $\varnothing = 20 \text{ mm}$ ), cuya relación con el valor CBR ha sido ampliamente estudiada, en otros países y también en Chile.

En el Anexo 4 se incluye un instructivo para el uso del Cono de Penetración Dinámico.

En el estudio "Uso de los Resultados del Deflectómetro de Impactos en el Método de Diseño AASHTO 1993" [APSA, Oct. 1996], preparado para la Comisión, se dan metodologías para obtener el  $M_R$  de diseño usando el FWD.

La Comisión tiene previsto realizar estudios que permitan establecer una relación directa entre el índice de penetración con cono dinámico y el módulo resiliente. Para tal efecto se propone correlacionarlo con mediciones del módulo resiliente en terreno usando ensayos no destructivos tales como el Deflectómetro de Impacto (FWD) y determinaciones mediante ensayos en el laboratorio.

### 2.3.5 Módulo de Reacción de la Subrasante (K)

El módulo de reacción de la subrasante (K), parámetro que se usa para caracterizar el suelo de la subrasante en un pavimento rígido, ha experimentado cambios conceptuales en los procedimientos para determinarlo y paralelamente se han desarrollado nuevos criterios de diseño.

Subsisten por lo tanto en la actualidad diferentes procedimientos de cálculo, sin que se haya modificado la denominación del parámetro, lo que eventualmente origina confusiones.

El método AASHTO original, utilizó una prueba de carga estática sobre un plato rígido de 760 mm de diámetro, para determinar el valor "K". Por razones de tiempo y costo del ensayo, hoy casi no se ejecuta. Normalmente a este "K" se le denomina estático.

En la versión de 1993, AASHTO [AASHTO; 1993] determina el valor "K", simplemente como una proporción directa del valor del módulo resiliente. Este procedimiento origina valores muy altos respecto a los de la prueba de la placa, por lo que subsisten dudas acerca de su bondad.

Paralelamente con el advenimiento de nuevos métodos de diseño se ha desarrollado el cálculo de este parámetro mediante procedimientos mecanicistas usando preferentemente medidas de deformación obtenidas con el deflectómetro de impacto. A los valores obtenidos por este procedimiento se les denomina "K" dinámico. En el caso de suelos finos, únicos estudiados por AASHTO, estos últimos son del orden del doble de los "K estáticos".

En el mismo estudio mencionado en punto 2.3.4, se dan metodologías para obtener el  $K_{\text{diseño}}$  usando el FWD.

El cálculo del "K" por uno u otro procedimiento presenta además otra diferencia importante; mientras los valores que se obtienen con la prueba de placa son influidos por la presencia de capas superiores de poco espesor y de mejor calidad (sub-base), los calculados mediante deflexiones no se ven afectados por esas capas, teniendo una influencia preponderante, suelos existentes a bastante profundidad (> 2 m. bajo la subrasante); esto es muy importante cuando se analiza la situación de un suelo fino cubierto con un terraplén de buena calidad y de un espesor de cierta importancia.

En consideración a que en nuestro país se presenta con cierta frecuencia la situación descrita, en el mismo estudio de punto 2.3.4 se presenta una proposición preliminar que considera el efecto de un terraplén en el valor de "K". En todo caso debe notarse que el valor "K" no tiene una influencia significativa en el espesor del pavimento, por lo cual es innecesaria una gran precisión en la estimación de su valor.

En resumen, para adoptar el "K" a usar con AASHTO debe tenerse en consideración lo siguiente:

- No parece recomendable usar la relación  $K-M_r$  que da la versión 1993 de AASHTO.
- Cuando se dispone del "K" determinado por deflectómetro de impacto, se recomienda dividirlo

por 2 para usar en AASHTO, cuando se trata de suelos finos y relaciones tales como las incluidas en el estudio B, para suelos granulares o una combinación de ambos.

- Está en duda cual es el aporte real de una sub-base sobre el valor "K".
- Aún cuando no puede asegurarse que las relaciones K-CBR, que figuran en el Manual de Carreteras, representen el real comportamiento del pavimento, hasta que no exista un consenso respecto a este parámetro, parece adecuado seguir usándolas. El valor de otras fórmulas propuestas tiene la misma validez que las fórmulas que propone el Manual de Carreteras.

### 2.3.6 Estructuración

#### Capas Estructurales

Para que una capa de agregados no ligados pueda considerarse como una "capa estructural" con su correspondiente "coeficiente estructural", ella debe ser homogénea en dimensiones y propiedades mecánicas. La homogeneidad implica cumplir con los siguientes requisitos:

- El  $M_R$  debe ser mayor que el de la capa subyacente y aproximadamente constante.
- La granulometría debe ser semejante en toda la extensión, sin presentar segregaciones.
- El tamaño máximo debe ser compatible con los requerimientos para extenderla, perfilarla y compactarla (en general, el TM no debe exceder de 1/3 del espesor de la capa).

#### Módulos de Elasticidad

El módulo de elasticidad de las capas de bases y sub-bases está, en gran medida, influenciado por las condiciones de tensiones a que se encuentran sometidas. Mediciones muy completas ejecutadas en terreno [Heukelom & Klomp, 1962] [Klomp & Dormon, 1964] sustentadas por análisis teóricos, muestran que el módulo de una base no ligada ( $E_2$ ) depende de su espesor ( $h_2$ ) y del módulo de la subrasante subyacente ( $E_3$ ) de acuerdo con la siguiente relación :

$$E_2 = F_2 E_3, \quad \text{en que } F_2 = 0.2 (h_2)^{0.45}, \quad h_2 \text{ en mm}$$

Los valores límites del factor  $F_2$  son:  $2 < F_2 < 4$ ; factores mayores de 4 para la base no se adoptan, ya que darían origen a tensiones superiores a las que el material puede soportar. Sin embargo, si una base no ligada se inserta entre dos capas ligadas, se pueden alcanzar, para esa base, valores del módulo mayores.

Los párrafos precedentes que han sido extraídos del Método de Diseño Shell [Shell, 1978] obligan a que la estructuración de las capas conduzca a que los módulos elásticos no sobrepasen las relaciones precedentes.

En atención a lo expuesto se recomienda que para pavimentos de asfalto la relación de los módulos resilientes de capas no ligadas sucesivas esté comprendido entre 2 y 3, siempre que no se exceda el valor del módulo de la capa superior.

El método Shell caracteriza la subrasante por el módulo dinámico; el valor de este parámetro es función de la tensión. Se recomienda que el módulo dinámico tanto para la subrasante como de las bases y subbases, se estime por cálculo inverso de cuencas de deflexiones. En forma alternativa se pueden usar ensayos de laboratorio tales como el ensayo triaxial dinámico.

Para pavimentos rígidos el método AASHTO-1993 [AASHTO, 1993] sugiere limitar la razón entre el módulo de la sub-base y subrasante a un máximo de 4 para capas no ligadas para prevenir una condición artificial.

## **COEFICIENTES ESTRUCTURALES**

Estos coeficientes se aplican en la estructuración de los "pavimentos flexibles".

Los Coeficientes de Capa ( $a_i$ ) fueron obtenidos durante la ejecución de la pruebas AASHTO y están ligados a la capacidad de las diferentes capas de transmitir cargas.

Se identifican los coeficientes estructurales según la capa y posición.

### **Módulo elástico de mezclas asfálticas y coeficiente estructural ( $a_1$ )**

Existe una relación entre el módulo elástico de una mezcla de concreto asfáltico y el coeficiente estructural ( $a_1$ ) que le corresponde; a mayor módulo elástico, mayor coeficiente estructural. Se recomienda precaución con mezclas cuyos módulos de elasticidad sean  $> 3100$  Mpa.

Aunque concretos asfálticos con módulos de elasticidad altos son más rígidos y resistentes a flexión, ellos son también más susceptibles a grietas térmicas y de fatiga. En tales casos cementos asfálticos modificados con polímeros, logran disminuir la susceptibilidad de la viscosidad del bitumen a los cambios de temperatura, dando viscosidades apropiadas para mezclas fuertes sometidas a bajas y altas temperaturas. De acuerdo al módulo de elasticidad, se asignan valores al término  $a_1$ . La guía AASHTO [AASHTO, 1993] proporciona un gráfico para cuantificar  $a_1$  de acuerdo al Módulo Elástico; dado que este módulo requiere de un ensayo especializado y no está fácilmente disponible, se usa en su reemplazo la Estabilidad Marshall.

### **Coeficientes de las Capas de Base ( $a_2$ )**

También la Guía AASHTO [AASHTO, 1993] proporciona gráficos para evaluar el Coeficiente de las distintas capas de base, ( $a_2$ ). Se presentan gráficos para bases granulares, bases ligadas con asfalto y con cemento. Se puede agregar como información las fórmulas que presenta el TRRL Laboratory Report 673 [Hodges, Rolt and Jones, 1975].

- Bases Granulares

$$a_2 = [29.14 \text{ CBR} - 0.1977 \text{ CBR}^2 + 0.00045 \text{ CBR}^3] 10^{-4}$$

- Bases estabilizadas con cemento

$$a_2 = [750 + 386 r - 8.83 r^2] 10^{-4}$$

$r$  = Resistencia a la compresión cilíndrica en Mpa (ASTM D - 1633)

### **Coeficiente de la Capa de Sub-base, $a_3$**

También la Guía AASHTO proporciona gráficos para evaluar el coeficiente de la Sub-base,  $a_3$ .

El Informe TRRL proporciona una fórmula para el coeficiente de la sub-base,  $a_3$  en base al CBR; la fórmula es la siguiente

$$a_3 = 0.01 + 0.065 \log_{10} \text{ CBR}$$



### 2.3.7 Drenaje

Las ecuaciones de diseño incluyen los coeficientes de drenaje  $m_1$  y  $C_d$  para tomar en cuenta la influencia del agua en el comportamiento de los pavimentos flexibles y rígidos, respectivamente.

#### Coeficientes de Drenaje para Pavimentos de Asfalto ( $m_1$ )

Para cuantificar la influencia del drenaje en la estructura del pavimento, se usan los coeficientes de drenaje ( $m_1$ ), que modifican a los coeficientes estructurales de las distintas capas granulares del pavimento.

Estos coeficientes fueron desarrollados considerando la situación cuando las distintas capas granulares sobrepasan el 50% del grado de saturación.

El método AASHTO incluye una tabla para establecer el coeficiente de drenaje  $m_1$  para bases y sub-bases granulares. Ver Tabla 2.4.

**Tabla 2.4**  
VALOR DEL COEFICIENTE DE DRENAJE  $m_1$  DE LAS CAPAS GRANULARES DE BASE Y SUB-BASE RECOMENDADO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Calidad del Drenaje	Tiempo de Remoción del agua	Porcentaje del tiempo en que la estructura esta expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
		<1%	1 a 5%	5 a 25%	>25%
Excelente	2 horas	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1 día	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1 semana	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Malo	1 mes	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy malo	No drena	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

#### Coeficiente de Drenaje para Pavimentos de Hormigón ( $C_d$ )

El método considera un coeficiente de drenaje, ( $C_d$ ) para los pavimentos de hormigón. Ver Tabla 2.5

**TABLA 2.5**  
VALOR DEL COEFICIENTE DE DRENAJE  $C_d$  RECOMENDADO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

Calidad del Drenaje	Tiempo de Remoción del agua	Porcentaje del tiempo en que la estructura esta expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
		<1%	1 a 5%	5 a 25%	>25%
Excelente	2 horas	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1 día	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Malo	1 mes	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy malo	No drena	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

## Proposiciones de uso de los Coeficientes de Drenaje

Se analizó la forma de determinar estos factores para las condiciones chilenas a través de un estudio sobre drenabilidad y tiempos de saturación [LEN y Asociados, 1994].

Como resultado se generaron las Tablas 2.6, 2.7 y 2.8 que permiten obtener las condiciones para usar los coeficientes de drenaje de las tablas AASHTO, válidas para ambos tipos de pavimentos.

**Tabla 2.6**  
**CALIDAD DEL DRENAJE**

Calidad Base / Sub-Base		Calidad Drenaje Subrasante	Clasificación del Drenaje	
Permeabilidad k(cm/s)	Finos < 0.08 mm (%)		Calzada «A»	Calzada «B»
> 0.35	-	Bueno	Excelente	Excelente
		Regular	Excelente	Excelente
		Malo	Excelente	Excelente
$10^{-2} - 0.35$	0 - 2	Bueno	Excelente	Excelente
		Regular	Excelente	Bueno
		Malo	Bueno	Bueno
$10^{-2.75} - 10^{-2}$	2 - 5	Bueno	Excelente	Bueno
		Regular	Bueno	Bueno
		Malo	Bueno	Bueno
$10^{-3.25} - 10^{-2.75}$	5 - 10	Bueno	Bueno	Bueno
		Regular	Bueno	Regular
		Malo	Regular	Regular
$10^{-4.5} - 10^{-3.25}$	10 - 12	Bueno	Regular	Regular
		Regular	Regular	Regular
		Malo	Regular	Malo
< $10^{-4.5}$	> 12	Bueno	Regular	Malo
		Regular	Malo	Muy Malo
		Malo	Muy malo	Muy Malo

CALIDAD DRENAJE SUBRASANTE	PERMEABILIDAD k (cm/s)
Bueno	$>10^{-2}$
Regular	$10^{-5} - 10^{-2}$
Malo	$< 10^{-5}$

Calzada Tipo	Características
A	Doble bombeo o dren de pavimento
B	Bombeo único, sin dren de pavimento

**Tabla 2.7**

**PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL ESTIMADA PARA LAS DISTINTAS REGIONES DEL PAÍS**

Precipitación Media Anual (mm)	Región
< 20	I, II, III
20 - 200	IV
200 - 400	IV, V, RM, VI y XII
400 - 600	V, RM, VI, VII, VIII, IX y XII
600 - 1.000	V, RM, VI, VII, VIII, y IX
1.000 - 1.500	VII, VIII, IX, X, XI y XII
> 1.500	VII, VIII, IX, X, XI y XII

**Notas:** Si hay datos de precipitación media anual para un proyecto específico, usar esa información.  
Dentro de la misma Región hay zonas con distintas precipitaciones medias anuales

**Tabla 2.8**

**TIEMPO DE SATURACION A QUE ESTA EXPUESTA LA ESTRUCTURA (%)**

Precipitación Media Anual [mm]	Profundidad Napa Respecto [m]	Calidad del Saneamiento Subrasante	Tiempo bajo Saturación Superficial de la Estructura (%)
< 20	-	-	< 1
20 - 200	> 0.50	Bueno Regular Malo	< 1 1 - 2 2 - 3
	≤ 0.50	Bueno Regular Malo	< 1 2 - 3 3 - 5
200 - 400	> 0.50	Bueno Regular Malo	1 - 2 2 - 4 4 - 6
	≤ 0.50	Bueno Regular Malo	2 - 4 4 - 6 6 - 8
400 - 600	> 0.50	Bueno Regular Malo	2 - 3 3 - 5 5 - 7
	≤ 0.50	Bueno Regular Malo	3 - 5 5 - 7 7 - 9
600 - 1.000	> 0.50	Bueno Regular Malo	3 - 4 4 - 6 6 - 8
	≤ 0.50	Bueno Regular Malo	4 - 6 6 - 8 8 - 12
1.000 - 1.500	> 0.50	Bueno Regular Malo	4 - 5 5 - 7 7 - 12
	≤ 0.50	Bueno Regular Malo	5 - 7 7 - 10 10 - 16
> 1.500	> 0.50	Bueno Regular Malo	5 - 8 8 - 12 12 - 16
	≤ 0.50	Bueno Regular Malo	6 - 10 10 - 25 > 25

## Ejemplo de Aplicación

### Datos

- Pavimento flexible
- Ubicación: IV Región
- PMA = 300 mm
- Subrasante:  $k = 10^{-3}$  cm/s
- Características calzada:  
Bombeo único, sin dren de pavimento
- Profundidad de napa de agua  $\geq 0.50$  m.
- Calidad del saneamiento superficial: regular

### Solución

Entrando en tablas 2.6, parte inferior con :

- Permeabilidad de la subrasante,  $k = 10^{-3}$  cm/s  
Calidad del drenaje subrasante: regular
- Característica calzada: Tipo B
- Parte superior de tabla 2.6 con:  
% en malla 0.08 mm = 7% y los datos de arriba resulta:  
Calidad del drenaje = Regular.

Según Tabla 2.7, usando la ubicación: IV Región y precipitación de 300 mm; se elige precipitación media anual (PMA) entre 200 - 400 mm.

Según tabla 2.8 con:

- PMA = 200 - 400 mm
- Profundidad napa de agua  $\geq 0.50$  m.
- Calidad del saneamiento: Regular  
Resulta tiempo de saturación: entre 2% y 4%

Según tabla 2.4 con

Calidad de drenaje: Regular y

Tiempo de saturación = 2 - 4%;

resultan valor de  $m_1$  entre 1.15 y 1.05; para el rango entre 1 a 5%

El valor intermedio para el tiempo de saturación sería de 3%, interpolando entre 1.15 y 1.05; daría un  $m_1 = 1.10$ .

## 2.3.8 Propiedades del Hormigón

### Resistencia Media a Flexotracción a 28 días del Hormigón ( $R_m$ )

Manteniendo el criterio de la Guía AASHTO se deben usar los valores medios de la Resistencia a flexotracción a 28 días ( $R_m$ ) usando carga en el tercio central (AASHTO T97 o ASTM C78), como resistencia de diseño.

Los valores medios obtenidos en obra son del orden de 4.8 a 5.4 Mpa a los 28 días. En atención a esta realidad chilena se proponen, en Tabla 2.9, los siguientes rangos de Resistencias Medias ( $R_m$ ) y Coeficientes de Variación ( $C_v$ ), de acuerdo al Tipo de Carretera.

**Tabla 2.9**  
**RANGOS DE  $R_m$  Y  $C_v$  DE ACUERDO AL TIPO DE CARRETERA**

Tipo de Carretera	Resistencia Media a Flexotracción a 28 días del Hormigón, $R_m$ (Mpa)	Coefficiente Variación, $C_v$ (%)	Observaciones
Vías principales y Autopistas	4.8 - 5.4	< 10	Plantas Automáticas, dosificación p.p.
Vías Colectoras	4.6 - 5.0	10 - 15	Dosificación p.p.
Caminos Secundarios	4.2 - 4.8	15 - 20	Dosificación p.p.

### Módulo de Elasticidad del Hormigón (E)

En la fórmula para diseño de pavimentos de hormigón de la Guía AASHTO interviene el Módulo de Elasticidad del Hormigón (E); este parámetro se obtiene a través de ensayos a compresión estática con medición de deformaciones. Para pavimentos existentes E, se puede obtener a través de Ensayos No Destructivos (END), como el Deflectómetro de Impacto (FWD), usando métodos de cálculo inverso, teniendo presente que debe ser convertido a Módulo de Elasticidad a 28 días.

Al sensibilizar el parámetro E en la fórmula AASHTO se encuentra que su influencia es pequeña; por ejemplo en un diseño para  $40 \times 10^6$  EE con suelos normales y valores usuales de J,  $R_m$ ,  $C_d$ ,  $Z_R$ ,  $S_o$ , el espesor de la losa aumenta en 4.5 mm cuando el E varía de 24000 a 34000 Mpa; por esta razón, para los hormigones de uso en pavimentos en el país, se propone usar en general un  $E = 29000$  MPa a 28 días para el diseño usando la Fórmula AASHTO.

### 2.3.9 Coeficiente de Transferencia de Cargas (J)

El coeficiente de transferencia de carga J se usa para incluir en el diseño la capacidad de un determinado pavimento de transferir (distribuir) las solicitaciones a través de sus discontinuidades, como son juntas y grietas. Los dispositivos de transferencia de carga, la trabazón mecánica y la presencia de bermas de hormigón tienen todos distintos efectos sobre J.

Los orígenes de este factor están ligados con la extensión teórico-empírica realizada el año 1961, que relacionó ejes equivalentes con la relación  $S_c/\sigma$ . En esta última, s representa la tensión de esquina de Spangler y es por tanto responsable de la aparición de las variables E,  $\mu$  y K en la ecuación de diseño. La ecuación de Spangler no tiene factor J sino un coeficiente numérico igual a 3.2. En 1972, cuando el método fue extendido a pavimentos con otros sistemas de transferencia de carga, se decidió generalizar la ecuación de Spangler a modo de compensar las diferencias de tensiones entre distintas maneras de transferir cargas.

De este modo se cambió el valor 3.2 por el parámetro denominado J. Evidentemente, la condición AASHTO fue fijada en  $J=3.2$ . Así  $J=3.2$  representa pavimentos con barras en las juntas, además de todas las otras características propias de la prueba (construcción, clima, etc.). Los demás J fueron calculados en base a razones de tensiones, suponiendo que la relación  $\sigma_{max}/S_{SPANGLER}$  de la prueba

AASHTO se mantiene constante. AASHTO generó así su tabla de recomendación con los últimos ajustes en 1986, y presentada en forma idéntica en 1993.

De acuerdo a esas recomendaciones, el J a emplear en los caminos típicos chilenos estaría en el rango 3.8 - 4.4 (pavimento de hormigón con trabazón mecánica y berma asfáltica) y 3.6 - 4.2 (pavimento de hormigón con trabazón mecánica y berma de hormigón).

Sin embargo, resultados de recientes investigaciones basadas en la transferencia de carga de pavimentos chilenos, permiten concluir que tales valores son muy elevados. Los valores recomendados por esta Comisión para pavimentos sin dispositivos de transferencia de carga en las juntas, bermas asfálticas o granulares y losas entre 3.5 y 5 m serían:

En la zona centro (Santiago - Chillán): 3.5 - 3.7

En la zona sur (Chillán - Chiloé): 3.2 - 3.5

Con respecto al efecto de las bermas pavimentadas con hormigón, este estudio no permite concluir recomendaciones, sin embargo, dados los resultados obtenidos en otras investigaciones, se espera que el valor de J para estas condiciones sea del orden de 4 décimas menores que los indicados.

### III. DIAGNOSTICO DEL USO DEL METODO AASHTO EN CHILE

Por iniciativa de esta Comisión se promovió el estudio denominado "Evaluación Técnica de Pavimentos Existentes" según Método AASHTO-1993. Esta inquietud llevó a la ejecución de dos Memorias para optar al título de ingeniero civil de la Universidad de Chile [Dujisin, D. & Arroyo, A., 1995], una orientada a pavimentos de asfalto y la otra a pavimentos de hormigón.

La investigación dirigida a pavimentos flexibles consideró 15 tramos entre Carmen Alto en la segunda Región, provincia de Antofagasta, y Osorno en la décima Región, provincia de Osorno; distribuidos en 2.332 kilómetros desde Latitud 23° 12' a 40° 36'; con variación de climas desde desérticos hasta altamente lluviosos y toda clase de suelos. Los niveles de tránsito acumulado en ejes equivalentes de 80 kN variaron entre 1.03 a 30.85 millones con un promedio de 6.69 millones y fechas de construcción de 1981 a 1990.

La memoria sobre pavimentos de hormigón consideró 27 tramos desde Longotoma, IV Región, provincia de Petorca hasta Río Bueno, X Región, Provincia de Valdivia con climas con lluvia moderadas hasta altamente lluviosos distribuidos a lo largo de 1.028 km, entre latitud 32° 12' y 40° 18'. Los niveles de tránsito acumulado en ejes equivalentes a 80 kN variaron entre 2.3 y 28.1 millones con un promedio de 7.92 millones y fechas de construcción de 1975 a 1985.

La mayoría de las secciones incorporadas en ambos estudios corresponden a los Tramos Testigos estudiados por los convenios de seguimiento de Pavimentos entre el MOP y las Universidades de Chile y Católica. Las principales conclusiones son las siguientes:

#### **Pavimento de Asfalto**

- La ecuación de diseño AASHTO parece una buena herramienta para estimar las pérdidas de serviciabilidad real de las secciones estudiadas. Sin embargo, cabe destacar que las secciones estudiadas tenían un promedio de 9.7 años de vida y habían sido solicitadas en promedio por 6.7 millones de ejes equivalentes.
- La fórmula, complementada con la correcta estimación de los coeficientes de drenaje, se ajusta razonablemente al estado de las secciones analizadas según zonas geográficas, obteniéndose un comportamiento teórico similar al real.

#### **Pavimentos de Hormigón:**

- En las secciones estudiadas (2.3 a 28.1 millones de EE y 9 a 24 años de servicio, con promedios de 10.7 millones de EE y edad promedio de 14 años), el deterioro observado resultó menor que el pronosticado por la fórmula AASHTO.
- En relación a distintas secciones homogéneas de hormigón, analizadas según localización, tipo de estructura, nivel de tránsito y espesor de la losa, no se observaron diferencias significativas en la predicción de su comportamiento. Dada la escasa existencia de pavimentos de hormigón en la zona norte, no se pudo sacar conclusiones respecto a la influencia de climas secos y calurosos. Los pavimentos estudiados están en zonas en que las precipitaciones medias anuales varían entre 300 mm y 2000 mm y temperaturas medias relativamente uniformes (entre 11 y 14,5°C). Dentro de estos márgenes climáticos no se detectó influencia del clima en el comportamiento de estos pavimentos.
- La diferencia de comportamiento podría deberse a que AASHTO-1993 recomienda el rango 3,8 a 4,4 para el valor de J que toma en cuenta la eficiencia de la transmisión de cargas en las juntas para pavimentos sin barras de traspaso de cargas y bermas sin pavimentar. En el capítulo correspondiente al parámetro J, se muestra algunas mediciones en Chile, que indican que la transmisión de cargas en las juntas sería más eficiente que las propuestas en la guía AASHTO.

## IV. CONCLUSIONES

El informe contiene conclusiones orientadas al diseño de estructuras de pavimentos mediante el método AASHTO. Es necesario dejar establecido que, desde la publicación de la guía de diseño en 1993, los propios autores, entre otros, han continuado realizando estudios complementarios, proponiendo algunas modificaciones. Por otra parte, es obvio que los criterios de diseño deben ser adaptados a las condiciones locales, tomando muy en cuenta la experiencia y evaluando el comportamiento real que han tenido los pavimentos.

La Comisión ha abordado los siguientes aspectos:

- validación y limitaciones a largo plazo del método aplicado a pavimentos flexibles y rígidos
- consideraciones referente al tránsito de diseño
- niveles de confiabilidad apropiados para usar en Chile
- alcances respecto al efecto de la terminación inicial sobre la durabilidad del pavimento medida a través del índice de serviciabilidad inicial ( $p_i$ ).
- consideraciones referente al poder de soporte de los suelos
- recomendaciones respecto a estructuración de pavimentos
- tablas para cuantificar en forma más directa los coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles y rígidos para las condiciones imperantes en el país
- recomendaciones de los niveles de fatiga del hormigón a usar en los diseños
- consideraciones sobre el coeficiente de transferencia de cargas ( $J$ ) y recomendaciones de valores a usar en Chile
- uso del Cono de Penetración Dinámico para determinar el poder de soporte de los suelos in-situ
- metodología para determinar el Módulo Resiliente ( $M_R$ ) a ser usado en el método AASHTO
- recomendaciones para usar los resultados del Deflectómetro de Impacto en el método AASHTO

Las principales recomendaciones que surgen de los puntos precedentes son las siguientes:

### Método AASHTO

El método de diseño AASHTO parece ser una herramienta apropiada para el diseño estructural de pavimentos. Debe ser, sin embargo, adecuado a las condiciones regionales y continuar evaluando su comportamiento real a través del tiempo.

El método de diseño AASHTO, predice razonablemente el comportamiento de los pavimentos, siempre que se usen parámetros apropiados a las condiciones locales y se diseñe ajustándose a los criterios básicos. En consecuencia es necesario continuar estudiando este método de diseño así como el comportamiento y los procedimientos de construcción de los pavimentos. La Comisión se compromete a continuar impulsando este tipo de estudios y extenderlos a los problemas de rehabilitación y conservación de pavimentos, uso de otros métodos de diseño, nuevas técnicas, nuevos materiales, entre otros. A futuro se abordarán los siguientes tópicos:

1. Distribución del tránsito pesado en carreteras divididas en Chile
2. Investigación de la correlación entre medidas de terreno del poder de soporte a través del CPD, FWD y ensayos de laboratorio tales como el Módulo Resiliente y CBR de laboratorio.



## **Índice de Serviciabilidad Inicial ( $p_i$ )**

Al aplicar las fórmulas AASHTO normalmente se supone un Índice de Serviciabilidad Inicial de:

$p_i = 4.2$  para pavimentos de asfalto y de

$p_i = 4.5$  para pavimentos de hormigón

Por otra parte, y dado que, la tendencia es la de recepción de obras por rugosidad, se recomiendan los siguientes valores de IRI, calculados a partir de las relaciones indicadas en la sección 2.3.3:

$IRI_{inicial} = 1.0$  m/km, para pavimentos de asfalto y

$IRI_{inicial} = 1.4$  m/km para pavimentos de hormigón

La durabilidad del pavimento se ve fuertemente afectada por el valor del IRI inicial por lo que es recomendable establecer un criterio de premios y multas en función de la rugosidad inicial.

## **Tránsito de diseño**

El tránsito, expresado en ejes equivalentes de 80 kN, es un factor determinante en el diseño. En rutas nuevas, la incertidumbre en los pronósticos hace que muchas veces el tránsito previsto sea sobrepasado por la realidad y, por lo tanto, es conveniente considerar factores de confiabilidad adecuados. A la inversa, en caminos que se rehabilitan o amplían a dobles calzadas y donde existen antecedentes históricos puede hacerse un pronóstico más realista. En todo caso, es importante verificar la capacidad de la vía por saturación.

## **Niveles de confiabilidad y factores estadísticos asociados**

Los niveles de confiabilidad a adoptar en cada caso dependen básicamente del tránsito previsto para la vida de diseño. Cuando mayor es este último, mayor es el nivel de confiabilidad óptimo. Para el caso de pavimentos asfálticos se recomienda un menor valor, dentro de los rangos propuestos, si los suelos son de alta capacidad de soporte y el drenaje es bueno.

El valor de la desviación estándar combinada " $S_o$ " recomendada por AASHTO es de:

$S_o = 0.45$  para pavimentos asfálticos y de

$S_o = 0.35$  para pavimentos de hormigón

Es aconsejable mantener estos valores en el diseño de rutas nuevas, pudiéndose reducir a medida que aumenta el tránsito solicitante, en especial en diseños de rutas en servicio, ya que este parámetro está sujeto a un error menor en la medida que el tránsito sea mayor.

## **Capacidad de soporte de la subrasante**

Al evaluar la capacidad de soporte de los suelos de subrasante a través del ensayo CBR de laboratorio en muestras remoldeadas, pueden obtenerse valores que no representan su condición de equilibrio "in situ". Por esta razón es recomendable hacer determinaciones basadas en mediciones de penetración y/o deflexión; en el primer caso para pavimentos nuevos y, en el segundo, para repavimentación.

Para evaluar el módulo resiliente de diseño sobre capas granulares de base y/o subbase se recomienda utilizar la relación extraída del método Shell:

$$M_{R-1} = F_2 \times M_{R-2}$$

donde:

$$F_2 = 0.2 (h_2)^{0.45}, \quad 2 < F_2 < 4$$

$M_{R-1}$  : módulo resiliente sobre capas granulares y

$M_{R-2}$  : módulo resiliente sobre subrasante y:

$h_2$  : espesor capa granular en mm

No se recomienda usar la relación entre el módulo de reacción de la subrasante "K" y el módulo resiliente "M<sub>R</sub>" que da la guía AASHTO.

### **Capas estructurales**

Se hace énfasis particularmente en la homogeneidad de las capas granulares para que las tensiones en la estructura del pavimento se distribuyan en forma gradual y uniforme y el conjunto se comporte como un todo.

### **Coefficientes de drenaje**

Se proporciona una metodología y tablas basadas en estudios patrocinados por la Comisión, para determinar estos factores para las condiciones chilenas.

### **Coefficiente de transferencia de cargas "J"**

Se recomiendan los siguientes valores, para pavimentos sin dispositivos de transferencia de carga en las juntas, bermas sin pavimentos de hormigón y losas entre 3.5 y 5.0 m:

Zona centro (La Serena - Chillán)	3.5 - 3.7
Zona sur (Chillán - Chiloé)	3.2 - 3.5

En zonas litorales, se recomienda utilizar el menor valor de los respectivos rangos. Cuando se diseñe con bermas pavimentadas con hormigón, se sugiere que el valor de "J" sea del orden de 4 décimas menores que los indicados

## V. BIBLIOGRAFIA

- [APSA, Sept.1996] APSA, Recomendaciones para la Determinación del Coeficiente de Transferencia de Carga J en Pavimentos de Hormigón Chilenos, Santiago, Chile. - 1996 .
- [APSA, Oct.1996] APSA, Uso de los resultados del Deflectómetro de Impactos en el Método de Diseño AASHTO 1993, Santiago, Chile; 1996.
- [AASHTO, 1993] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO Guide for Design of Pavements Structures, Washington, D.C., USA; 1993.
- [AASHTO, 1986] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO Guide for Design of Pavements Structures - Volume 2 , Washington, D.C., USA; August 1986.
- [Darter, M.I., 1985] Darter M., I. et al, Concrete Pavement Evaluation System (COPES), 2 volúmenes.
- [Dujisin, D., 1995] Dujisin Q., D. y Arroyo A., A., Desarrollo de una Relación Índice de Serviciabilidad (P)- Índice de Rugosidad Internacional (IRI), Santiago, Chile; 1995.
- [Dujisin, D. & Arroyo, A., 1995] Dujisin Q., D y Arroyo A., A., Evaluación Técnica de Pavimentos Existentes según Método AASHTO - 1993, 1995.
- [Heukelom & Klomp, 1962] Heukelom, W. and Klomp G., Dynamic Testing as a means of Controlling Pavement during and after Construction, 1962.
- [Hodges, Rolt & Jones, 1975] Hodges J. W., Rolt J. and Jones T. E., "The Kenya Road Transport Cost Study: Research on Road Deterioration", TRRL Laboratory Report 673, Crowthorne, U.K., 1975.
- [Klomp & Dormon, 1964] Klomp and Dormon G., Stress Distribution and Dynamic Testing in Relation to Road Design, 1964.
- [LEN & Asociados, 1994] LEN y Asociados Ltda. - Ingenieros Consultores, Drenabilidad y Tiempo de Saturación para Bases de Pavimentos, Santiago, Chile; 1994.
- [Shell, 1978] Shell Pavement Design Manual, Shell International Petroleum Company - 1978.
- [Taragin, A., 1958] Taragin A., Lateral Placements of Trucks in Two-Lane and Four-Lane divided Highways, 1958.

---

ANEXO 1:

**CONFIABILIDAD EN EL DISEÑO DE  
PAVIMENTOS**

# CONFIABILIDAD EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

## CONSIDERACIONES GENERALES

El comportamiento de un pavimento está influenciado por una serie de factores, muchos de los cuales actúan según patrones que no pueden ser totalmente previstos en la etapa de diseño. Los valores que utiliza el proyectista no pasan de ser la "mejor estimación" posible, de manera que no existe la certeza que siempre se darán las condiciones previstas.

Con el propósito de disponer de una herramienta racional que permita evaluar las incertidumbres que se producen, en los diseños se utiliza la denominada teoría de Confiabilidad. Ella permite evaluar, en términos probabilísticos, el comportamiento de una obra durante el período para el cual debe prestar servicio.

En el diseño de pavimentos, la confiabilidad puede ser definida como la probabilidad que una determinada estructura se comporte, durante su vida útil, de acuerdo con lo previsto. Esta probabilidad es función de la variabilidad que suelen experimentar los factores que influyen en el comportamiento; solicitaciones diferentes a las esperadas, variaciones en la calidad de la construcción o condiciones ambientales no previstas, entre otras, pueden modificar radicalmente la vida útil de un pavimento.

El nivel de confiabilidad que se adopte queda finalmente reflejado como un factor de seguridad, cuya magnitud depende del propio nivel de confianza elegido y de los errores combinados que se esperan para todos los factores que intervienen en el comportamiento del pavimento.

En la medida que aumenta el nivel de confiabilidad, crece la probabilidad que la obra se comporte igual o mejor que lo planificado. Ello implica, sin embargo, mayores inversiones iniciales, una disminución de los costos de conservación, así como menores costos de operación de los vehículos, debido al mejor estado en que se encontrará, en cada momento, la superficie de rodadura. Existe por lo tanto un compromiso entre los factores, lo que permite definir, para diferentes situaciones, un nivel de confiabilidad óptimo.

En los siguientes párrafos, se presenta un análisis de las premisas con las cuales AASHTO deduce los niveles de confiabilidad y los correspondientes factores de seguridad que recomienda, seguido de algunos cálculos que muestran cómo ellos variarían al aplicar las condiciones que más usualmente prevalecen en el país.

## CONFIABILIDAD OPTIMA DE DISEÑO

- El nivel de confiabilidad a adoptar en cada caso es un problema complejo y depende de factores técnico-económicos, que permiten determinar el valor presente o costo equivalente anual óptimo, considerando los costos iniciales o de construcción, los costos futuros correspondientes a mantención, costo de operación vehicular, tiempo de los usuarios, etc. En la figura 1 se muestra esquemáticamente las tendencias que presentan normalmente los diversos factores involucrados en el análisis.

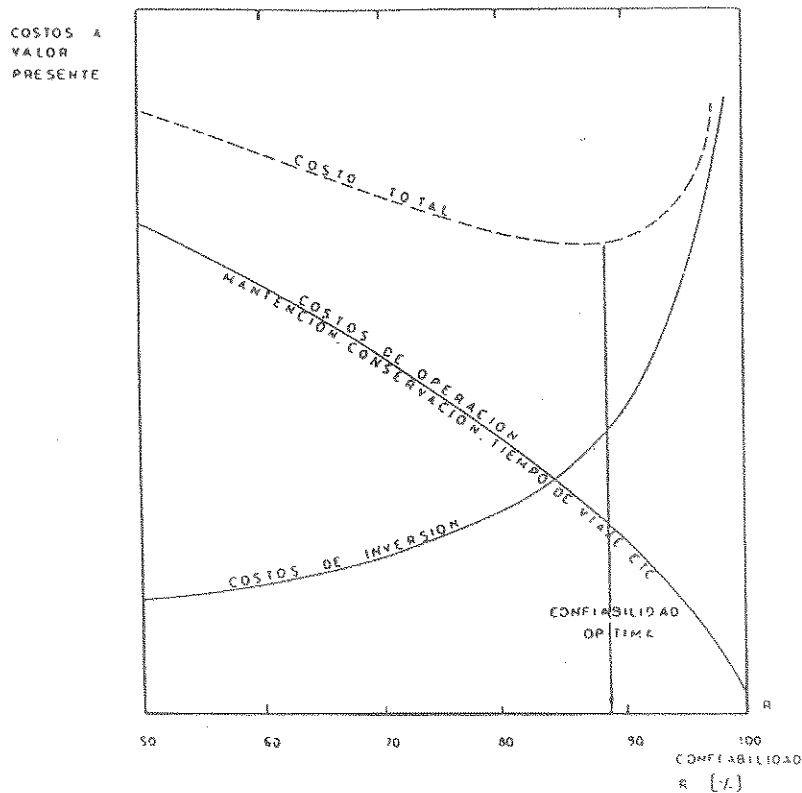


FIGURA 1 ILUSTRACION DEL NIVEL DE COFIABILIDAD OPTIMA

En las figuras 2, 3, 4 y 5 se presentan resultados de la confiabilidad óptima para dos estructuraciones en asfalto y dos en hormigón con cuatro diferentes niveles de tránsito solicitante y una tasa de descuento de 12% (\* y \*\*).

Las estructuraciones son las siguientes

	ESTRUCTURACION	
PAVIMENTO ASFÁLTICO	A-1	A-2
M. Resiliente subrasante (MPa)	55	150
Coefficiente de Drenaje	0.8	1.3

\* Determinación del Nivel de Confiabilidad óptimo en el Diseño de Pavimentos de Asfalto - Memoria de Título U. de Chile 1989. Pedro Hidalgo.

\*\* Determinación del Nivel de Confiabilidad óptimo en el Diseño de Pavimentos de Hormigón - Memoria de Título U. de Chile. Carlos Ruano.

PAVIMENTO DE HORMIGÓN	ESTRUCTURACION	
	H-1	H-2
Resistencia equivalente [ $**RE = \frac{S_c' C_d}{J}$ ] (MPa)	1509	1971
Módulo de reacción, K (MPa/m)	30	80

Del análisis de la información se puede concluir que :

- Mientras mayor es el tránsito de diseño mayor es el nivel de confiabilidad óptimo.
- Para los pavimentos asfálticos el nivel de confiabilidad óptimo es mayor cuando las condiciones de suelo y drenaje son desfavorables, para todos los niveles de tránsito solicitante.
- En los pavimentos de hormigón el nivel de confiabilidad óptimo no está determinado por el suelo ni resistencia equivalente.

### CONFIABILIDAD Y FACTOR DE SEGURIDAD

El nivel de confiabilidad, se traduce en un factor de seguridad aplicado al tránsito solicitante a través de la fórmula :

$$F.S. = 10^{-Z_R \times S_0} \text{ en la que}$$

$S_0$  : Desviación normal de error combinado en la estimación del tráfico de diseño y el modelo de deterioro.

$Z_R$  : Coeficiente estadístico correspondiente al nivel de confiabilidad adoptado.

El factor se expresa como :

$$S_0^2 = S_T^2 + S_n^2$$

$S_T$  : Desviación asociada al tránsito solicitante

$S_n$  : Desviación normal asociada al modelo de deterioro

Los valores medios típicos que recomienda AASHTO son:

$S_0 = 0.35$  , para Pavimento de Hormigón y

$S_0 = 0.45$ , para Pavimento de Asfalto

En las tablas incluidas en las páginas siguientes, se indican las proporciones dadas por AASHTO de los componentes de la desviación normal para pavimentos flexibles (asfálticos) y para pavimentos rígidos (hormigón). De ellos se desprende que el  $S_0$  correspondiente al tránsito tiene una preponderancia muy importante; en realidad AASHTO da a este parámetro un margen de error de  $\pm 2.5$  veces.

En ciertas circunstancias, en especial en las que suelen darse en el país, donde se proyecta con tasas de crecimiento muy altas, es posible que el error de estimación sea mucho menor que el supuesto por AASHTO. Así por ejemplo si se establece una solicitud probable de  $75 \times 10^6$  EE y aceptándose que el error máximo estará comprendido entre 100 y  $50 \times 10^6$  EE, es decir  $\pm 33\%$  se tendría :

Tránsito de diseño 75 millones de EE (estimación más probable)

Tránsito máximo en pista de diseño :  $T_{\text{máx}} = 100$  millones EE

Tránsito mínimo en pista de diseño :  $T_{\text{mín}} = 50$  millones EE

$$\log T_{\text{máx}} = 8.0000$$

$$\log T_{\text{mín}} = \underline{7.6990}$$

$$\text{Diferencia} = 0.3010$$

$$S_T = \frac{0.3010}{4} = 0.0753$$

4

$$S_T^2 = 0.0057$$

$$S_n^2 = \underline{0.0902}$$

$$S_o^2 = S_T^2 + S_n^2 = 0.0959 ; S_o = 0.31$$

Otro caso en que puede ajustarse el valor de  $S_o$ , ocurre en el caso de evaluar un pavimento recién ejecutado utilizando información real sobre el nivel de serviciabilidad inicial y número estructural. Por ejemplo, para un pavimento asfáltico ejecutado al cual se le ha determinado en forma precisa el valor del número estructural y su índice de serviciabilidad inicial, se puede ajustar el valor de  $S_o$  a:

$$S_{n_1} = 0.04 \quad S_{n_1}^2 = 0.0016 \quad (\text{Por serviciabilidad inicial})$$

$$S_{n_2} = 0.26 \quad S_{n_2}^2 = \underline{0.0676} \quad (\text{Por número estructural})$$

$$\Delta^2 S_{n_1-2} = 0.0692$$

$$S_o^2 = 0.2057 - 0.0692 = 0.1365 ; S_o = 0.37$$



ESTIMACIÓN DE So EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Componentes de la Varianza del diseño comportamiento	Variables que afectan el diseño y comportamiento de pavimentos flexibles					Estimadores de la variab. del comportamiento		Distribución de las Varianzas Estimadas	
	Variables	Subvariables	Factores Específicos de Diseño			Desviación Estándar	Varianza	% del Total	% del Total
			Nombre	Símbolo	Unidades	S	S²		
S² <sub>nrf</sub>	Factores de diseño del pavimento que aparecen en la ecuación de diseño	Nivel de habilidad de servicio del pavimento	Indice de Serv. Inicial	P1		0.04	0.0014	0.7	1.5
			Indice de Serv. Final	Pf					
		Estructura de Pavimento sobre la subrasante	Factor de resistencia superficial	a1		0.11	0.0124	6.0	13.7
			Espesor Superf.	D1	in	0.11	0.0127	6.2	13.9
			Factor de resistencia base	a2		0.10	0.0104	5.1	11.5
			Factor drenaje base	m2		0.07	0.0051	2.5	5.6
			Espesor base	D2	in	0.07	0.0051	2.5	5.6
			Factor de resistencia subbase	a3		0.12	0.0143	6.9	15.7
			Factor drenaje subbase	m3		0.07	0.0050	2.4	5.5
			Espesor subbase	D3	in	0.07	0.0050	2.4	5.5
		Subrasante	Numero Estructural	SN	in	0.26	0.0699	34.0	77.0
			Módulo Realiente Subrasante	Mr	psi	0.14	0.0195	9.5	21.5
				0.30	0.0908	44.1	100.0		
S² <sub>nru</sub>	Todas las variables no identificadas que contribuyen al cambio en el comportamiento				0.10	0.0097	4.7		
S² <sub>nr</sub> = S² <sub>nrf</sub> + S² <sub>nru</sub>	Todos los factores y variables que contribuyen en el comportamiento de secciones con el mismo diseño y tránsito				0.32	0.1005	48.9		
S² <sub>WLd</sub>	Componentes que incluyen formas matemáticas, derivación de ctes. de ecuaciones, etc.								
S² <sub>WL</sub> = SUM (S² <sub>WLd</sub> )	Todos los factores que contribuyen a desviaciones entre el tránsito predicho y el comportamiento medio				0.26	0.0652	31.7		
S² <sub>n</sub> = S² <sub>nr</sub> + S² <sub>WL</sub>	Todos los factores y variables que contribuyen a la variación en el comportamiento del pavimento por efecto de la predicción del tránsito				0.41	0.1657	80.6		
S² <sub>w</sub> = S² <sub>nr</sub> + S² <sub>WL</sub>	Todos los factores y variables que contribuyen a la variación en la cant. de EE en el periodo de diseño				0.20	0.0400	19.4		
<b>Varianza Total</b> <b>So² = S²<sub>n</sub> + S²<sub>w</sub></b>	Todos los factores y variables que contribuyen a la variación en el diseño y comportamiento del pavimento			<b>So =</b>	<b>0.45</b>	<b>0.2057</b>	<b>100.0</b>	<b>100.0</b>	

Co  
Var  
ci

S²<sub>nr</sub>

S²<sub>WL</sub>

S²<sub>n</sub>

S²<sub>w</sub>

Va  
So²

ESTIMACIÓN DE  $S_0$  EN PAVIMENTOS RÍGIDOS

Componentes de la Varianza del diseño comportamiento	Variables que afectan el diseño y comportamiento de pavimentos flexibles					Estimadores de la variab. del comportamiento		Distribución de las Estimadas Varianzas	
	Variables	Subvariables	Factores Específicos de Diseño			Desviación Estándar	Varianza	% del Total	% del Total
			Nombre	Símbolo	Unidades	S	S <sup>2</sup>		
S <sup>2</sup> nrf	Factores de diseño del pavimento que aparecen en la ecuación de diseño	Nivel de habilidad de servicio del pavimento	Índice de Serv. Inicial	Pi		0.02	0.0003	0.3	0.6
			Índice de Serv. Final	Pf					
		Estructura de Pavimento sobre la subrasante	Espeor de la losa	D	in	0.10	0.0101	8.1	19.6
			Resistencia a la Flexotracción	Sc		0.13	0.0177	14.2	34.3
			Coef. Transferencia de carga	J		0.07	0.0044		
			Factor de Drenaje	Cd		0.13	0.0177	14.2	34.3
			Módulo Elástico	psi		0.01	0.0001	0.1	0.2
		Subrasante	Módulo Reacción Subrasante	K	pci	0.04	0.0013	1.0	2.5
						0.23	0.0515	41.4	100.0
S <sup>2</sup> nru	Todas las variables no identificadas que contribuyen al cambio en el comportamiento					0.10	0.0105	8.4	
S <sup>2</sup> nr = S <sup>2</sup> nrf + S <sup>2</sup> nru	Todos los factores y variables que contribuyen en el comportamiento de secciones con el mismo diseño y tránsito					0.25	0.0620	49.8	
S <sup>2</sup> wLd	Componentes que incluyen formas matemáticas, derivación de ctes. de ecuaciones, etc.								
S <sup>2</sup> wL = SUM (S <sup>2</sup> wLd)	Todos los factores que contribuyen a desviaciones entre el tránsito predicho y el comportamiento medio					0.17	0.0282	22.7	
S <sup>2</sup> n = S <sup>2</sup> nr + S <sup>2</sup> wL	Todos los factores y variables que contribuyen a la variación en el comportamiento del pavimento por efecto de la predicción del tránsito					0.30	0.0902	72.4	
S <sup>2</sup> w = S <sup>2</sup> wr + S <sup>2</sup> wL	Todos los factores y variables que contribuyen a la variación en la cant. de EE en el periodo de diseño					0.19	0.0343	27.6	
Varianza Total S <sub>0</sub> <sup>2</sup> = S <sup>2</sup> n + S <sup>2</sup> w	Todos los factores y variables que contribuyen a la variación en el diseño y comportamiento del pavimento					<b>S<sub>0</sub> =</b> 0.35	0.1246	100.0	100.0

Por otra parte, si se supone que el límite superior de tránsito corresponde a 100 Millones de EE en la pista de diseño, la desviación normal puede adoptar los siguientes valores :

TRÁNSITO DE DISEÑO (MILLONES DE EE)	VALOR DE $S_o$	
	ASFALTO	HORMIGON
<40	0.45	0.35
50	0.43	0.33
60	0.42	0.32
70	0.41	0.31
≥80	0.40	0.30

### NIVEL DE CONFIABILIDAD Y FACTORES DE SEGURIDAD RECOMENDADOS

#### PAVIMENTO DE ASFALTO

Tránsito Solicitante en Pista Diseño (Mill. EE)	Nivel de Confiab. R% (*)	Factor $Z_R$	Factor $S_o$	F.S.
<5	50 - 60	0.000 - 0.253	0.45	1.00 - 1.30
5 a 15	50 - 70	0.000 - 0.524	0.45	1.00 - 1.72
15 a 30	60 - 75	0.253 - 0.674	0.45	1.26 - 2.01
30 a 50	70 - 80	0.524 - 0.841	0.44	1.70 - 2.34
50 a 70	70 - 85	0.524 - 1.037	0.42	1.66 - 2.73
70 a 90	70 - 90	0.524 - 1.282	0.40	1.62 - 3.26

(\*) Usar el mayor valor del rango para suelos deficientes y mala calidad de drenaje.

#### PAVIMENTO DE HORMIGON

Tránsito Solicitante en Pista Diseño (Mill. EE)	Nivel de Confiab. R%	Factor $Z_R$	Factor $S_o$	F.S.
<5	50	0.000	0.35	1.00
5 a 15	50 - 60	0.000 - 0.253	0.35	1.00 - 1.23
15 a 30	60 - 70	0.253 - 0.524	0.35	1.23 - 1.83
30 a 50	70 - 75	0.524 - 0.674	0.34	1.51 - 1.70
50 a 70	75 - 80	0.674 - 0.841	0.32	1.64 - 1.86
70 a 90	80 - 85	0.841 - 1.037	0.30	1.79 - 2.05

Figura 2

RELACIÓN COSTO SOCIAL PRESENTE - NIVEL DE CONFIABILIDAD  
ASFALTO

DATOS BÁSICOS

M. RESILIENTE DE SUBRASANTE Mr = 55 Mpa

COEFICIENTE DE DRENAJE C = 0.8

TRÁNSITO : A : 50 Millones EE  
B : 25 Millones EE  
C : 10 Millones EE  
D : 2.5 Millones EE

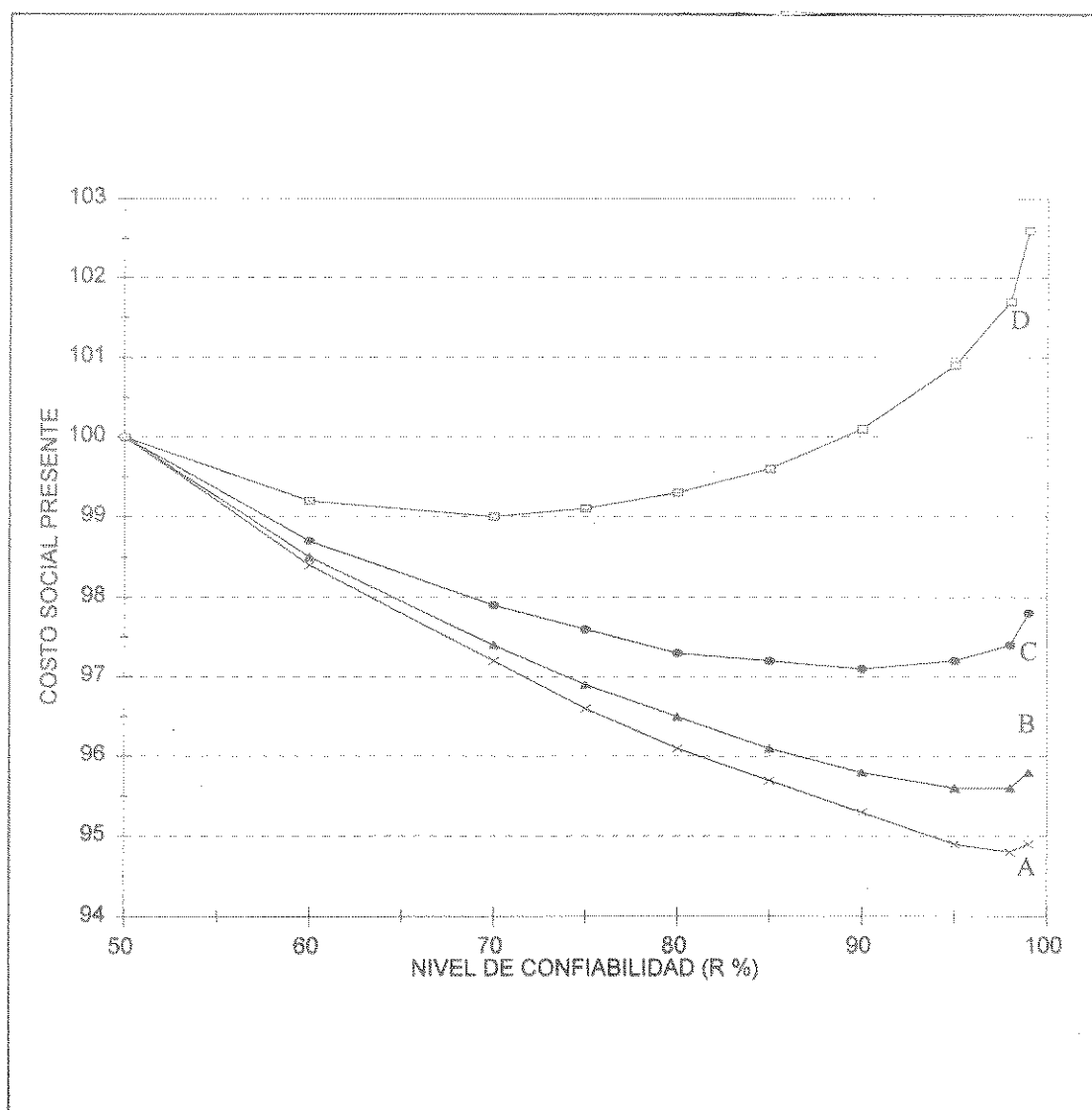


Figura 3

RELACIÓN COSTO SOCIAL PRESENTE - NIVEL DE CONFIABILIDAD  
ASFALTO

DATOS BÁSICOS

M. RESILIENTE DE SUBRASANTE  $M_r = 150 \text{ Mpa}$

COEFICIENTE DE DRENAJE  $C = 1.3$

TRÁNSITO :    A :    50 Millones EE  
              B :    25 Millones EE  
              C :    10 Millones EE  
              D :    2.5 Millones EE

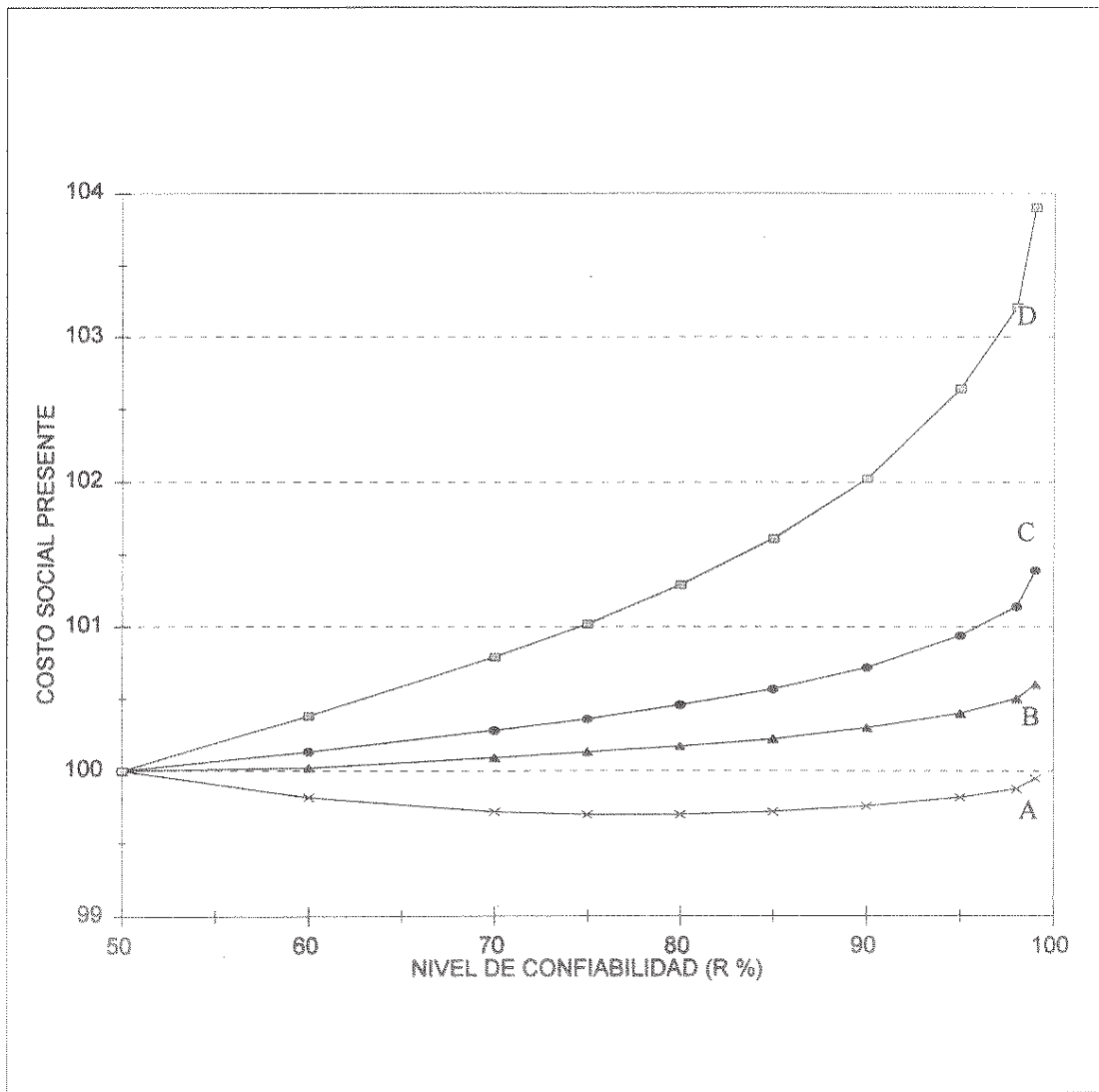


Figura 4

RELACIÓN COSTO SOCIAL PRESENTE - NIVEL DE CONFIABILIDAD  
HORMIGÓN

DATOS BÁSICOS

RESISTENCIA EQUIVALENTE

$$RE = \frac{R_d * C_d}{J} = 1.509$$

M. REACCIÓN DE SUBRASANTE

k = 30 Mpa/m

TRÁNSITO :

- A : 50 Millones
- B : 25 Millones
- C : 10 Millones
- D : 2.5 Millones

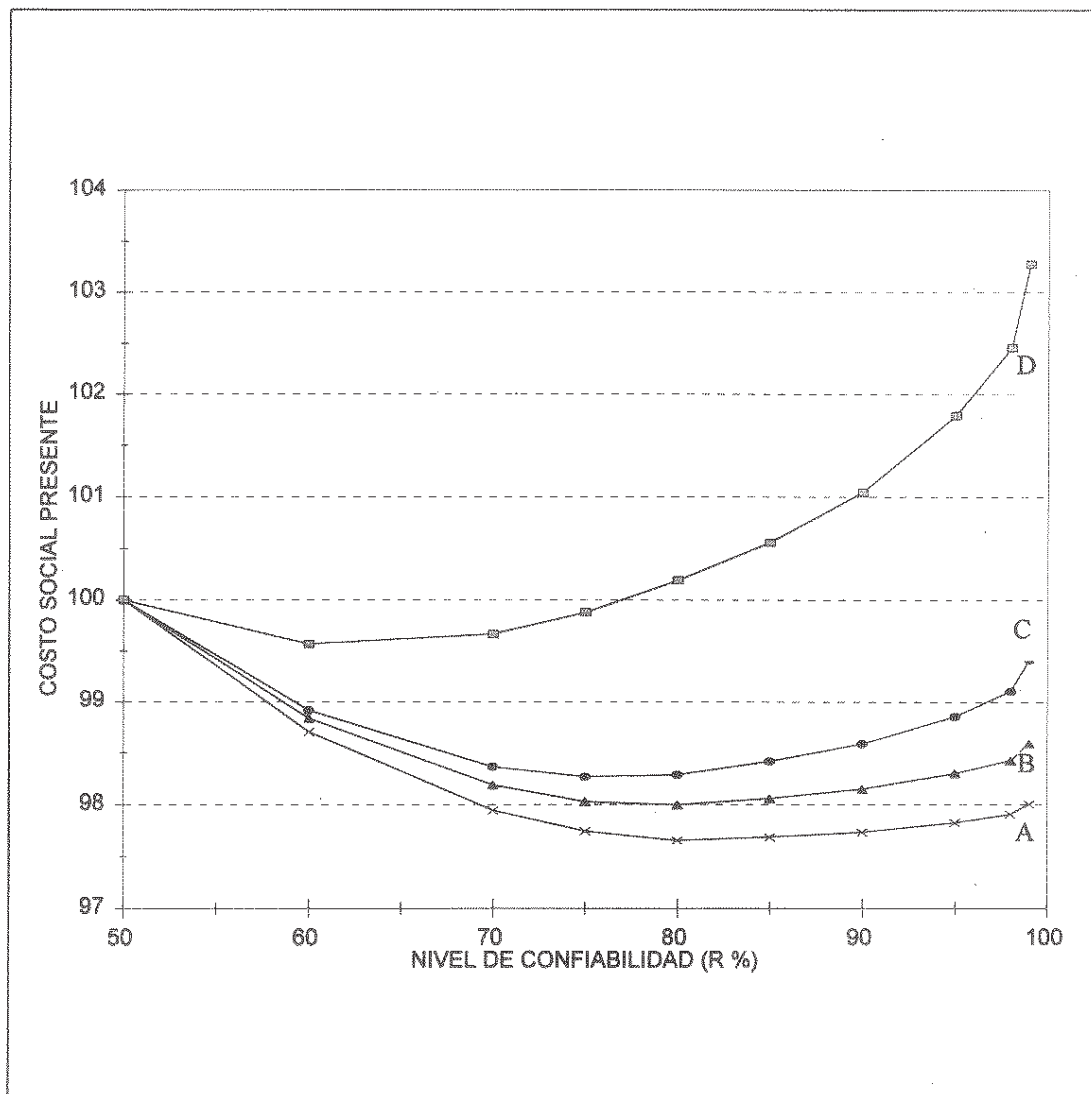


Figura 5

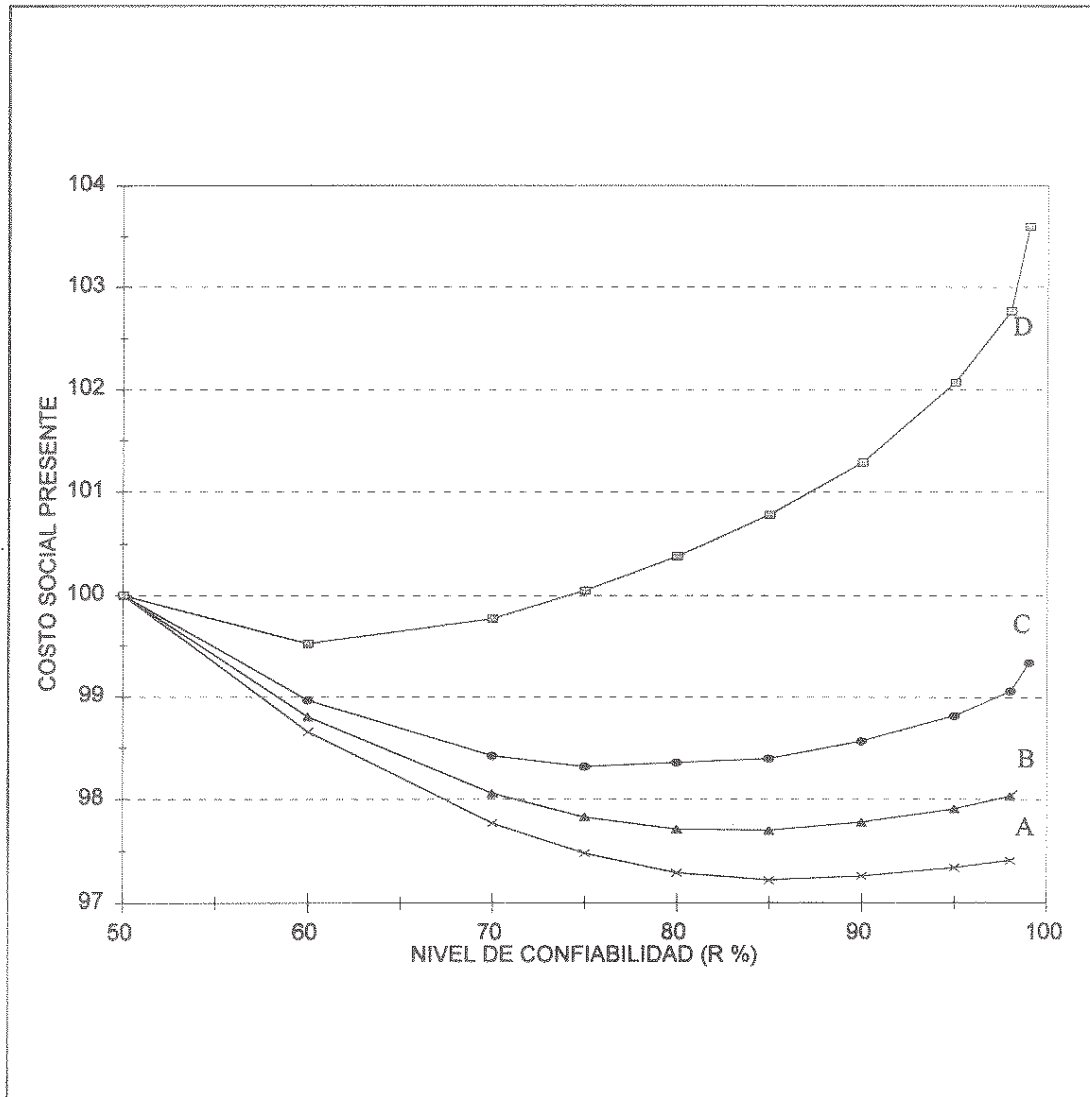
RELACIÓN COSTO SOCIAL PRESENTE - NIVEL DE CONFIABILIDAD HORMIGÓN

DATOS BÁSICOS

RESISTENCIA EQUIVALENTE  $RE = \frac{R_d * C_d}{J} = 1.971$

M. REACCIÓN DE SUBRASANTE  $k = 80 \text{ Mpa/m}$

TRÁNSITO :  
A : 50 Millones  
B : 25 Millones  
C : 10 Millones  
D : 2.5 Millones



---

ANEXO 2:

**LA DURABILIDAD DEL PAVIMENTO  
MEDIDA A TRAVES DEL ÍNDICE DE  
SERVICIABILIDAD INICIAL ( $p_i$ )**



# LA DURABILIDAD DEL PAVIMENTO MEDIDA A TRAVES DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD INICIAL ( $p_i$ )

La calidad de construcción de un pavimento tiene incidencia en la vida de diseño y por tanto, modifica la oportunidad de intervenir (rehabilitación o reconstrucción). Para evaluar este efecto, se estableció la diferencia, cuantificada en ejes equivalentes admisibles, para pavimentos asfálticos y de hormigón, en porcentaje del tráfico para una serviciabilidad inicial de referencia,  $p_i = 4.2$ . El índice de serviciabilidad final fue,  $p_f = 2.5$

Se consideraron dos categorías en cuanto a la calidad de la subrasante y tres niveles de tránsito solicitante.

## • Pavimentos Flexibles

Se eligieron los valores de parámetros fijos que aparecen en Tabla 1.

Tabla 1

Curva Nº	$Z_r$	$S_o$	$M_r$ (MPa)	EE Millones
1	0.674	0.45	40	50
2				25
3				10
4			150	50
5				25
6				10

Usando la fórmula de diseño AASHTO se calculó el NE necesario para  $p_i = 4.2$  y tránsito base elegido (ej :  $10 \times 10^6$  EE); introduciendo ese NE como constante se calcularon los EE admisibles haciendo variar el  $p_i$  entre 3.8 y 4.8; los resultados de los EE se expresaron como un porcentaje de los EE para  $p_i = 4.2$ . Se calcularon las curvas de regresión del porcentaje de variación de los EE en función del  $p_i$  para cada combinación de la Tabla 1. Los resultados se muestran en Figura 1.

Las relaciones obtenidas fueron lineales, de la forma:

$$EE = a + b \times p_i$$

Las relaciones obtenidas varían para el tránsito solicitante y el módulo resiliente (MR)

## • Pavimento Rígido

Se eligieron los valores de los parámetros fijos que aparecen en Tabla 2

Tabla 2

$Z_r$	$S_o$	E (MPa)	$R_m$ (MPa)	J	K(MPa/m)	EE Millones
0.674	0.35	35.000	4.8	3.2	40	10
						25
						50
				3.8	80	10
						25
						50

Usando la fórmula de diseño AASHTO se calculó el espesor H necesario para cada tránsito de diseño base (ej.:  $10 \times 10^6$  EE), usando un  $p_i = 4.2$ ; introduciendo ese espesor H como constante se calcularon los EE admisibles haciendo variar el  $p_i$  entre 3.8 y 4.8; los EE calculados se expresaron como porcentajes del tránsito de referencia a  $p_i = 4.2$ . La relación encontrada en la regresión fue una ecuación única del tipo:

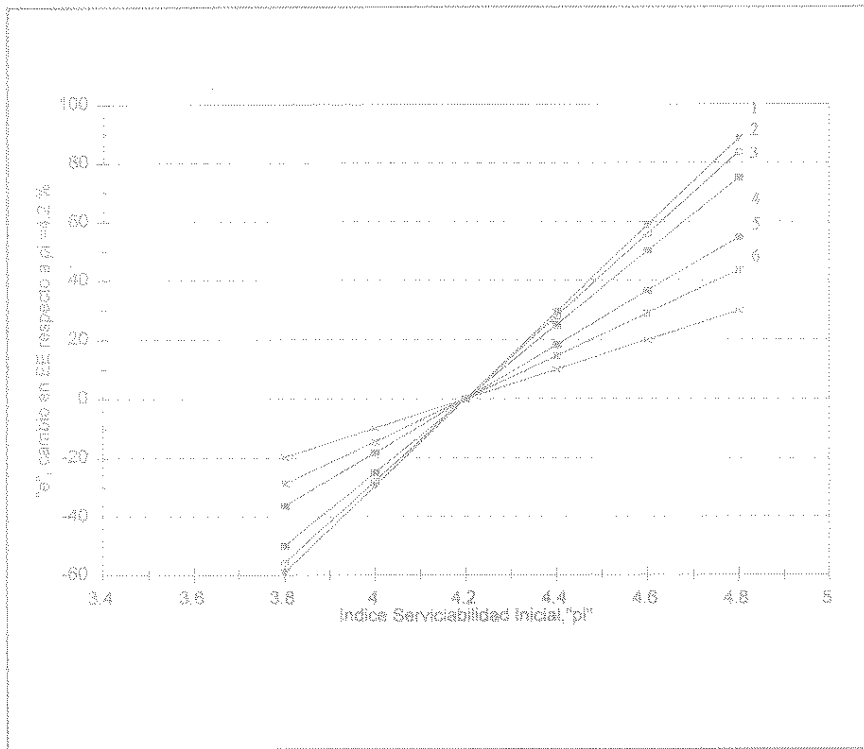
$$EE = a + b \times p_i$$

La ecuación se muestra independiente del nivel de tránsito solicitante y del módulo de reacción de la subrasante (K) y del coeficiente de transmisión de cargas (J).

Los resultados se muestran en Figura 2.

**Figura 1**  
**PAVIMENTO DE ASFALTO**  
**DISEÑO AASHTO - 93**

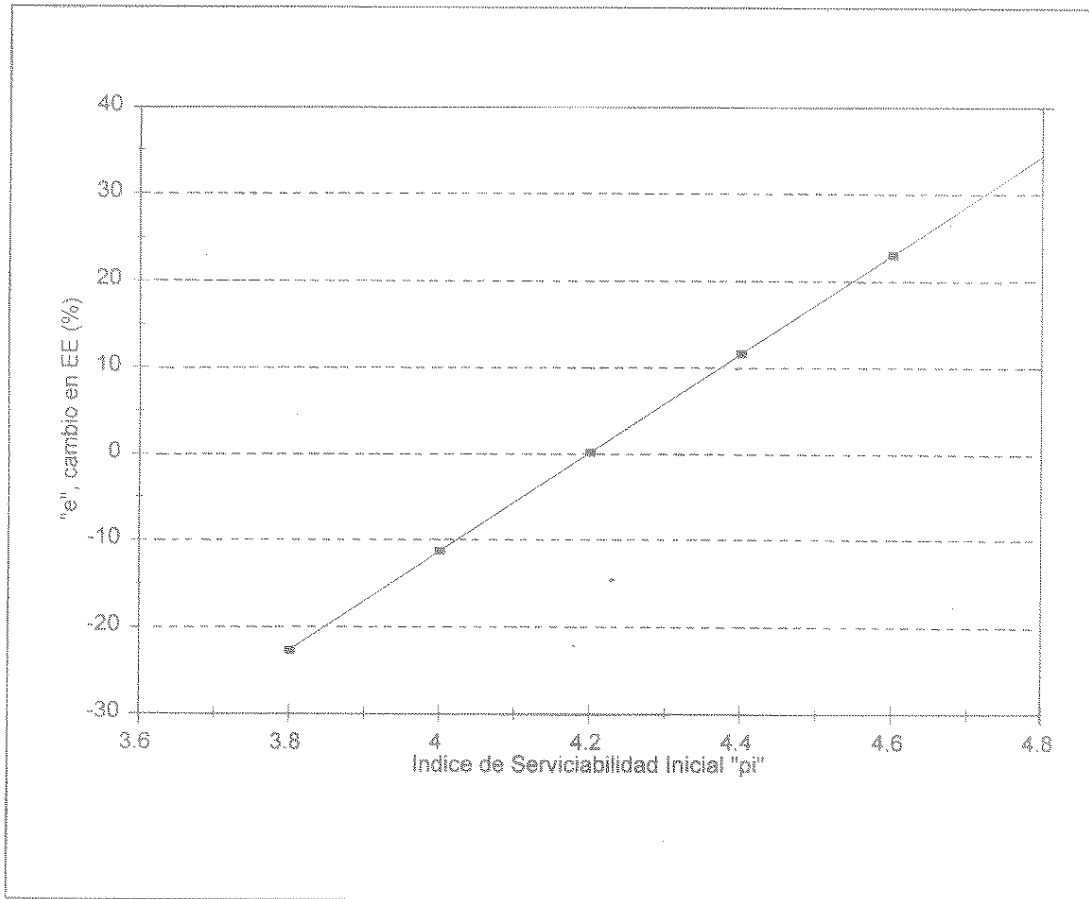
Cambio en EE para un "pi" de Referencia = 4.2



CURVA N°	ZR	So	Mr Mpa	EE millones	Ecuación	R²
1				50	$e = 125 \cdot pi - 525$	0.986
2	0.674	0.45	40	25	$e = 139.58 \cdot pi - 586.236$	0.980
3				10	$e = 147.41 \cdot pi - 619.122$	0.977
4				50	$e = 91.012 \cdot pi - 382.25$	0.996
5	0.674	0.45	150	25	$e = 72.352 \cdot pi - 303.878$	0.999
6				10	$e = 49.634 \cdot pi - 208.463$	0.999

**Figura 2**  
**PAVIMENTO DE HORMIGÓN**  
**DISEÑO AASHTO - 93**

**Cambio en EE para un "pi" de Referencia = 4.2**



CURVA N°	ZR	So	J	K Mpa/m	EE millones	Ecuación	R²
1	0.674	0.35	3.2	40	10	$e = -240.1 + 57.2 \cdot pi$	0.9996
					25		
	0.674	0.35	3.8	80	10		
					25		
				50			

---

ANEXO 3:

**DETERMINACION DEL VALOR MEDIO DEL MODULO DE  
RESILIENCIA DEL SUELO PARA SER USADO EN EL  
METODO AASHTO - 1993**

# DETERMINACION DEL VALOR MEDIO DEL MODULO DE RESILIENCIA DEL SUELO PARA SER USADO EN EL METODO AASHTO - 93

De acuerdo al Método AASHTO de 1993, el parámetro que caracteriza el suelo de sub-rasante, es el valor medio del módulo resiliente de dicho suelo, debiendo cumplirse con un coeficiente de variación (C.V.)  $\leq$  a 15%. Para obtener este valor medio, se deberá en primera instancia, revisar los valores individuales, definiendo las sectorizaciones que sean pertinentes.

Una vez realizada la sectorización, en cada sector se determinará el valor medio del módulo de resiliencia medido en MPa, cuidando que el coeficiente de variación se mantenga  $\leq$  a 15%. Para ello, se propone la siguiente metodología.

- 1.- Se calcula la media, la dispersión y el coeficiente de variación para el conjunto de todos los valores individuales, dentro del sector considerado.
- 2.- Si se obtiene C.V. > 15%, se reemplaza el mayor valor individual del Modulo de Resiliencia por un valor igual al valor mayor menos 1 MPa.
- 3.- Se calcula ahora la media, la dispersión y el coeficiente de variación para el nuevo conjunto de valores.
- 4.- Si todavía se obtiene un C.V. > 15%, se reemplaza el valor mayor por un valor igual al valor mayor menos 1 MPa.
- 5.- Se continua la iteración, disminuyendo en igual forma los valores mayores, hasta obtener un coeficiente de variación igual al 15%.

NOTA : Es posible, si se presentan valores muy pequeños aislados, especificar un reemplazo de material en la zona afectada, procediéndose en este caso a considerar en la estadística el valor del módulo correspondiente al material de reemplazo en vez de los originalmente determinados en la prospección dentro de dicha zona.

En el cuadro siguiente se muestra un ejemplo de cálculo del valor medio del módulo de resiliencia, de acuerdo a la metodología expuesta.

**DETERMINACION DEL VALOR MEDIO DEL MODULO DE RESILIENCIA DEL SUELO**

Muestra	(1) $M_n$	(2) $M_n$	(3) $M_n$		(n-1) $M_n$	(n) $M_n$
1	67	67	67	.....	49	48
2	43	43	43	.....	43	43
3	49	49	49	.....	49	48
4	98	98	97	.....	49	48
5	27	27	27	.....	27	27
6	36	36	36	.....	36	36
7	43	43	43	.....	43	43
8	67	67	67	.....	49	48
9	77	77	77	.....	49	48
10	49	49	49	.....	49	48
11	99	98	97	.....	49	48
12	98	98	97	.....	49	48
Media	63	63	62	.....	45	44
Desviación	25.57	25.44	25.06	.....	7.01	6.61
C.V. (%)	41	41	40	.....	16	15
N	12	12	12	.....	12	12

- (1) Valores correspondiente a todas las muestras (C.V. = 41%)  
 (2) Iteración Nº1. Se reemplazó el valor 99 por 98. Se obtiene C.V. = 41%  
 (3) Iteración Nº2. Se reemplazaron los valores 98 por 97. Se obtiene C.V. = 40%  
 .....  
 (n-1) Iteración Nº n-1. El valor de reemplazo alcanzó a 49. Se obtiene C.V. = 16%  
 (n) Iteración Nº n. El valor de reemplazo alcanzó a 48. Se obtiene C.V. = 15%

---

**ANEXO 4:**  
**USO DEL CONO DE PENETRACION  
DINAMICA (CPD)**

## CONO DE PENETRACION DINAMICA (CPD)

### 1.- USO DEL INSTRUMENTO

El Cono de Penetración Dinámico (CPD) es un instrumento diseñado para medir in situ las propiedades estructurales de pavimentos de carreteras existentes con materiales granulares no ligados incluyendo el suelo de la subrasante. (Figura N°1). Esto también se puede lograr con el ensayo CBR de terreno; pero este ensayo es notablemente más complicado, caro y lento comparado con el CPD.

Por otra parte si bien el CBR de laboratorio es un ensayo fácil de ejecutar, él no mide la resistencia real del suelo in situ ya que el ensayo se ejecuta sobre una muestra alterada en que se ha destruido y modificado la estructura del suelo natural.

El CPD es un ensayo fácil de ejecutar que permite medidas continuas. Puede alcanzar hasta una profundidad de 800 mm, o hasta 1200 mm cuando se usa una barra de extensión.

El principio en que se basa el CPD guarda relación con la velocidad de penetración del cono cuando se hinca con una fuerza normalizada; ella es inversamente proporcional a la resistencia del material, (existe una relación entre la penetración medida en golpes/mm con el CPD y el CBR). Las Figuras N° 2a y N° 2b muestran varias relaciones.

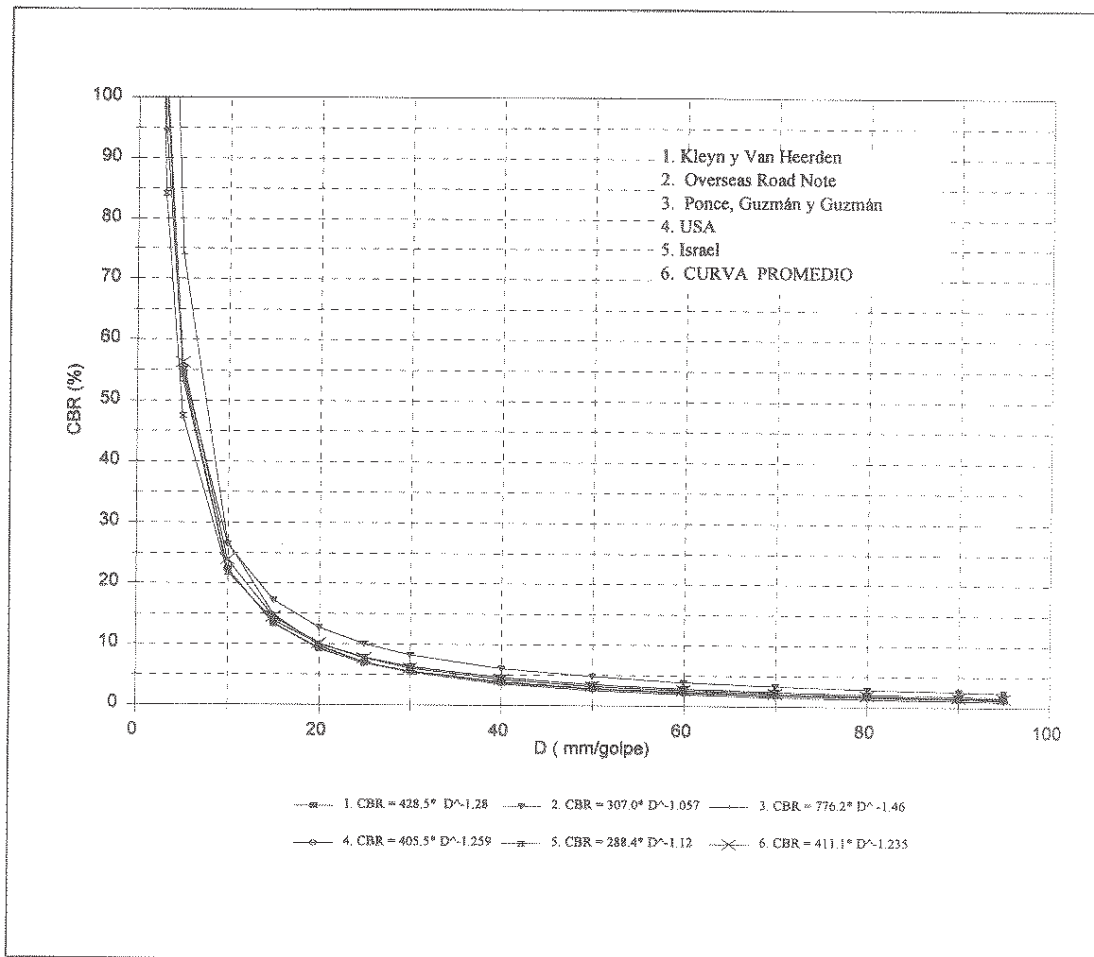
Cuando los estratos del suelo o pavimento tienen diferentes resistencias se pueden identificar los límites y determinar los espesores. Un resultado típico se muestra en la Figura N°3.

Tabla 11 Valores Finales de J para las Zonas Testigo

J A PARTIR DE MEDICIONES DE TC							
Ruta	PK	Zona Testigo	Valores Medios de *J				
			Otoño	Invierno	Primavera	Verano	AÑO
ZONA CENTRO:							
5 N	19	3 Lampa	3.83	4.07	3.32	3.16	3.596
68	85	4 Lo Vásquez	3.88	4.11	3.70	3.53	3.805
78	37	5 Talagante	3.54	3.85	3.20	2.99	3.394
5 S	54	6 Paine	3.79	4.06	3.12	2.99	3.488
5 S	74	7 Graneros	3.69	4.27	3.47	2.99	3.605
5 S	145	8 San Fernando	3.64	4.07	3.65	3.15	3.630
5 S	235	9 San Rafael	3.77	4.38	3.36	3.03	3.635
5 S	391	10 Cocharcas	3.61	3.90	3.67	3.03	3.554
		Media:	3.718	4.089	3.438	3.109	3.588
		D. Std.:	0.111	0.162	0.210	0.171	0.112
ZONA SUR:							
5 S	391	10 Cocharcas	3.61	3.90	3.67	3.03	3.554
5 S	456	12 Cabrero	3.49	3.83	3.44	2.99	3.436
5 S	477	13 Laja	3.36	3.64	3.26	2.99	3.311
5 S	562	14 C. Esperanza	3.57	3.53	3.44	3.03	3.393
5 S	614	15 Victoria	3.12	3.27	3.17	2.99	3.135
5 S	667	16 Temuco	3.37	3.76	3.33	2.99	3.361
5 S	725	17 Gorbea	3.29	3.77	3.09	2.99	3.286
5 S	745	18 Loncoche	3.38	3.78	3.08	2.99	3.308
5 S	789	19 Mariquina	3.10	3.16	3.07	3.00	3.083
5 S	798	20 Máfil	3.39	3.72	3.48	3.22	3.451
		Media:	3.369	3.634	3.303	3.021	3.332
		D. Std.:	0.159	0.233	0.193	0.068	0.135
BERMA PAVIMENTADA:							
148	73	11 Concepción	3.05	3.14	2.96	2.97	3.031

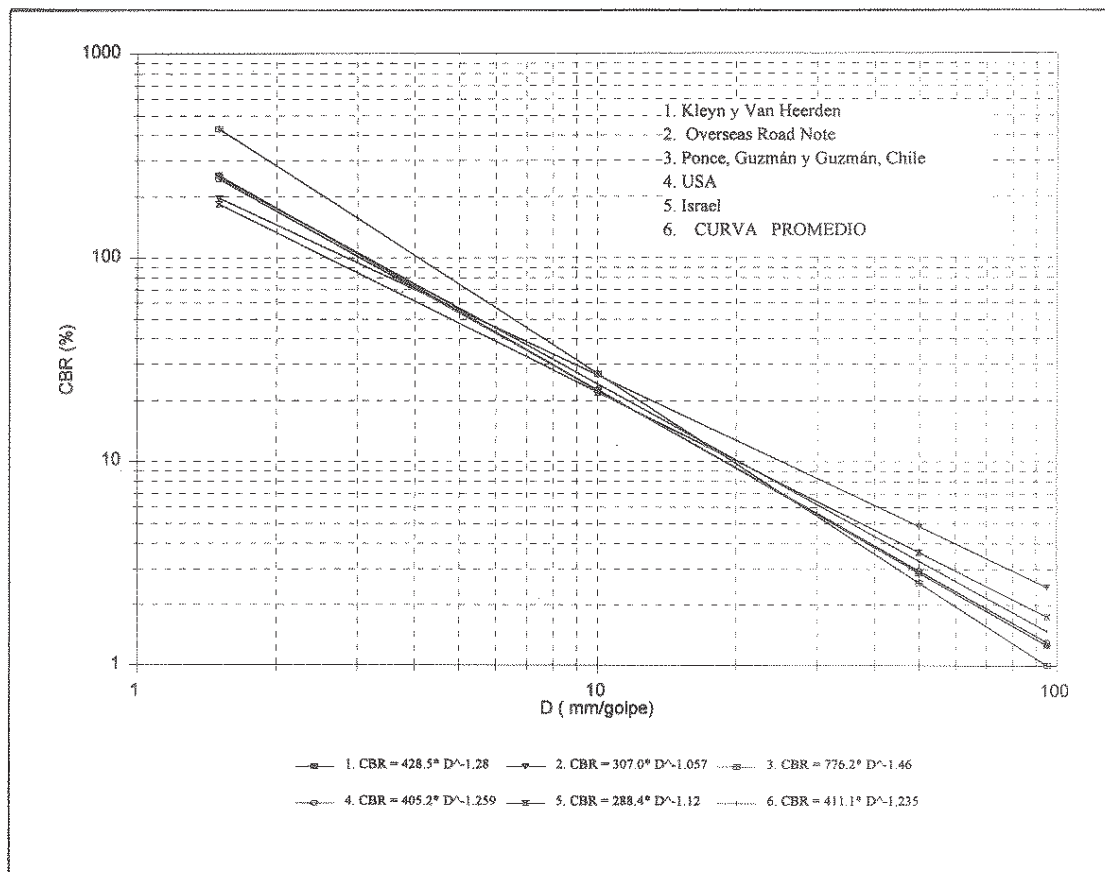
\* Se ha incluido más de un decimal debido a que estos valores provienen de un trabajo estadístico.





**Fig 2a RELACIONES ENTRE PENETRACION Y CBR**

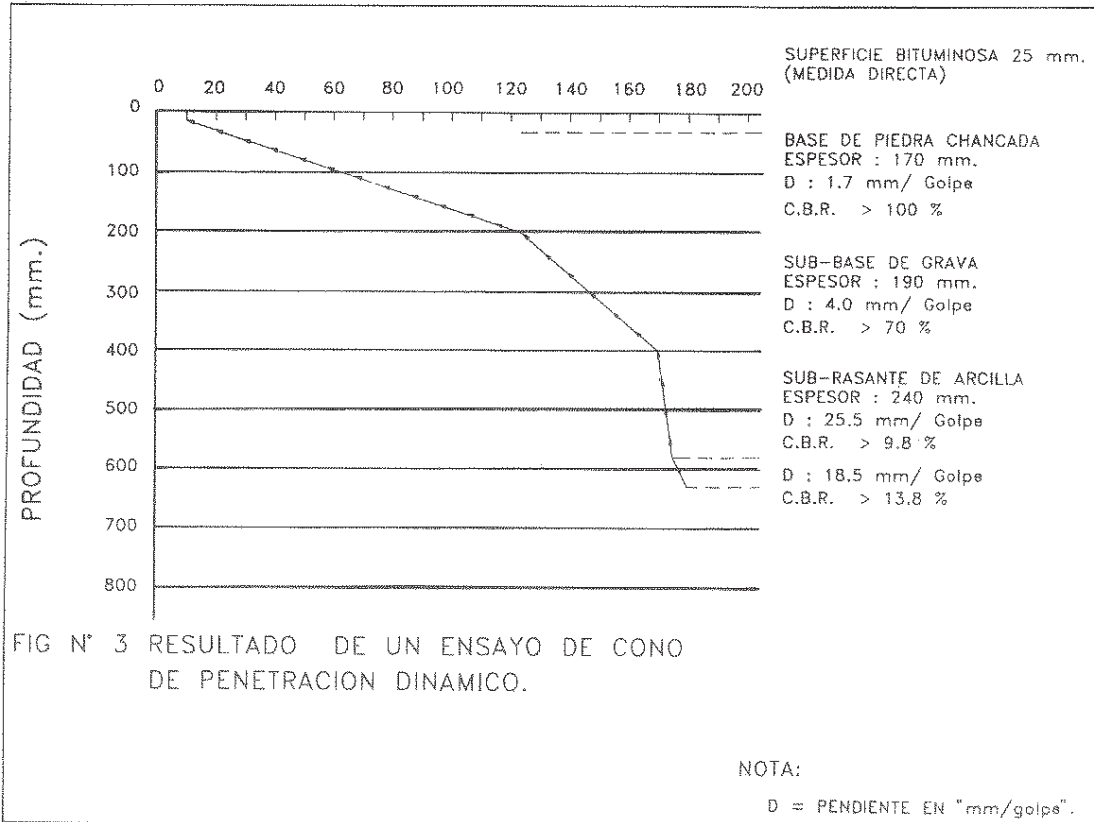
Peso de la masa: 8 Kg  
 Altura de la caída: 57.5 cm  
 Diámetro del Cono: 2.0 cm  
 Ángulo en la punta del cono: 60°



**Fig 2b RELACIONES ENTRE PENETRACION Y CBR**

Peso de la masa: 8 Kg  
 Altura de la caída: 57.5 cm  
 Diámetro del Cono: 2.0 cm  
 Ángulo en la punta del cono: 60°

## N-NUMERO DE GOLPES ACUMULADOS



### 2.- CARACTERISTICAS DEL INSTRUMENTO

El Cono de Penetración Dinámico consiste de una barra de acero de 16 mm de diámetro de un largo aproximado de 950 mm (permite una extensión de 400 mm) con un cono de 20 mm de diámetro en el extremo. El ángulo de ataque del cono es de 60°. Esta barra penetra en el suelo mediante golpes, para lo cual se atornilla a un yunque.

Sobre el yunque se atornilla otra barra de 16 mm de diámetro por lo cual se desplaza un martillo de 8 kg de peso; el largo de la barra permite que la altura de caída del martillo sea de 575 mm.

El instrumento puede tener un tope en el extremo superior que limite la subida a 575 mm; éste hace las veces de mango para sostener el instrumento en posición durante el ensayo, o también sólo un mango superior, y marcas en la barra para determinar la altura de caída.

En la última forma se elimina la posibilidad que el martillo pueda producir fuerzas en sentido contrario a la penetración.

Las medidas se hacen con respecto a una regla graduada de referencia que se fija a una barra que en su extremo tiene una punta aguda que se clava al suelo y queda en posición fija.

El dispositivo con la regla permite deslizar a la barra de penetración en la parte inferior y en la parte superior va adosada al yunque que se desliza sobre el dispositivo con la regla de referencia donde se va midiendo la penetración.

El largo aproximado del equipo es de 1935 mm.

Al dispositivo que sostiene la regla de medida se le puede fijar un nivel esférico de burbuja o una plomada para controlar la verticalidad del instrumento.

Se recomienda usar conos adosados a la barra mediante un pasador por las siguientes razones:

- Cuando se penetran estructuras de pavimentos no muy fuertes se puede usar el pasador y recuperar el cono.
- Si se penetran estructuras de pavimentos fuertes y se espera que la recuperación será lenta se usa el cono sin pasador y se deja perdido. El tiempo que se ahorra compensa el costo del cono.
- Los conos con hilo tienden a dañar la unión, necesitan de llaves de tubo para apretarlos, las que con el tiempo dañan la barra de penetración. Además la manipulación consume mucho tiempo.

### **3.- OPERACION DEL INSTRUMENTO**

- 3.1 Para ensayos sobre el terreno natural, remover la capa superior del suelo (20 a 30 cm). Preparar la superficie dejándola lo más horizontal posible.
- 3.2 Fijar el instrumento hundiendo el dispositivo con la reglilla en la superficie preparada.
- 3.3 Colocar el instrumento lo más vertical posible usando un nivel de burbuja o una plomada, sujetándolo por el dispositivo con la reglilla.
- 3.4 Un segundo operador usando un banquillo de madera sube el martillo deslizante hasta la marca superior, y después lo deja caer libremente sobre el yunque.
- 3.5 Un tercer operador lleva el registro de la penetración lograda en mm versus el número de golpes, para lo cual se le debe proveer de una planilla adecuada como la que se encuentra al final del anexo.
- 3.6 Durante el ensayo se debe tener presente lo siguiente : Mantener un ritmo regular al ensayar, evitando detenciones excesivas.
- 3.7 Si el instrumento se sale de la vertical, no debe corregirse la posición, ya que el contacto de la barra con los costados del hoyo alteran los resultados.
- 3.8 Cuando el ángulo de inclinación del instrumento se hace mayor de  $3^\circ$ , haciendo que el martillo deslice sobre la barra y no cae libremente, el ensayo debe abandonarse, tomando nota de las condiciones cuando se suspendió el ensayo.  
Si se usa una plomada adosada a la regla de medición; ésta no debe desplazarse más de 5 cm de la vertical.
- 3.9 Se debe anotar la lectura inicial y registrar la lectura en milímetros después de cada golpe en la ficha correspondiente.

### **4.- INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS**

Se han desarrollado algunos conceptos simples que ayudan a la interpretación de los resultados.

#### **4.1 Curva del CPD.**

Es la representación del progreso del ensayo ejecutado en una estructura de pavimento o en un suelo. En coordenadas se indica la profundidad y en abscisas el número acumulado de golpes para dichas profundidades. La Figura N°3 se muestra un ejemplo de esto.

## 4.2 Índice de Penetración o número D.

El número D corresponde al avance, en mm, de penetración por golpe de un determinado suelo. En la Tabla N°1 se muestran algunos valores típicos de D (mm/golpe) para distintos materiales.

Tabla N°1

Material	mm/golpe
Base de Piedra Chancada	1.7
Sub-base de grava 4.0	
Subrasante de Arcilla	25.5

La información de D (mm/golpe) se puede representar en función de la profundidad. Un ejemplo se muestra en la figura N°4, el que se denomina Diagrama Estructural.

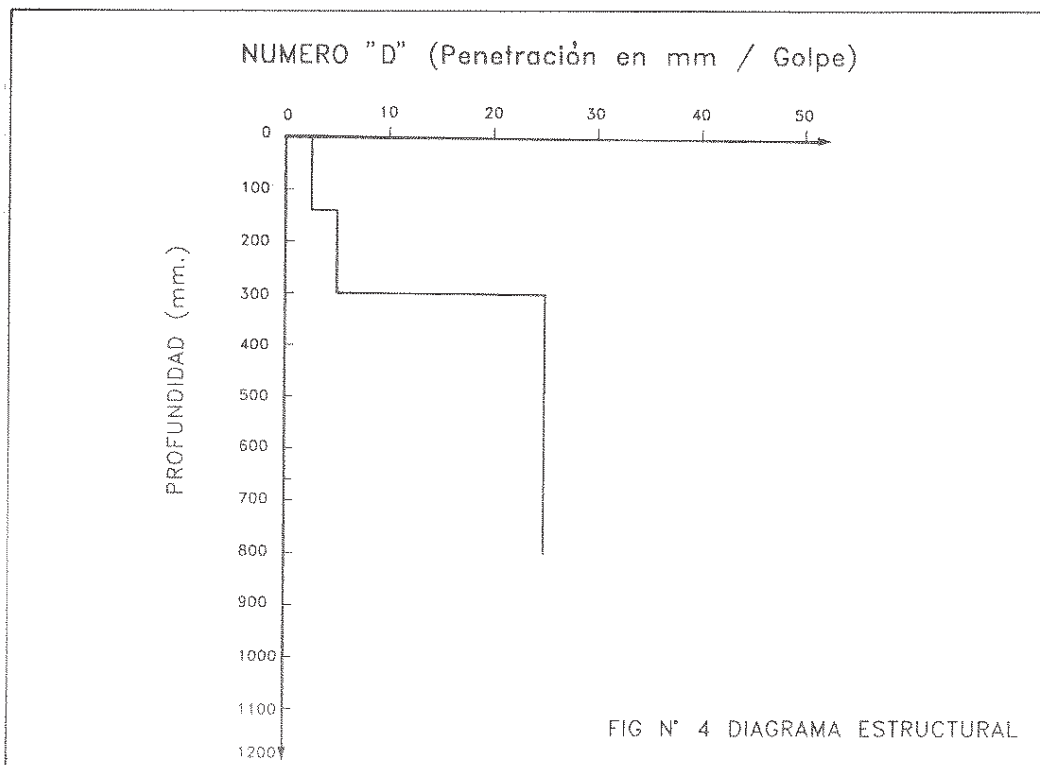
## 4.3 Número Estructural (NE).

Es el número de golpes para penetrar hasta una profundidad determinada. Por ejemplo NE 800 es el número total de golpes para llegar a 800 mm desde la superficie.

## 4.4 Curva de Balance Estructural (NP<sub>z</sub>)

También se puede expresar la resistencia a la penetración a distintas profundidades como un porcentaje del número de golpes necesario para penetrar hasta la profundidad evaluada. Por ejemplo :

$$NP_z = \frac{GNB_z}{NE_i} \times 100 \quad (\%)$$



donde

$NP_z$  = resistencia a la penetración para profundidad Z (%)

$GNB_z$  = número de golpes requeridos para penetrar hasta Z.

$NE_1$  = número de golpes para penetrar hasta la penetración total evaluada.

Un ejemplo de una curva de Balance Estructural se muestra en Figura N°5.

$NP_z$  representa el aporte estructural de los materiales hasta la profundidad Z respecto a la capacidad estructural total medida.

### 5.- CORRELACIONES DE LAS MEDIDAS DE PENETRACION DEL CONO CON CBR IN SITU

Se han examinado una serie de curvas de correlación entre la penetración del Cono Dinámico y el CBR in situ.

Las expresiones son del tipo :

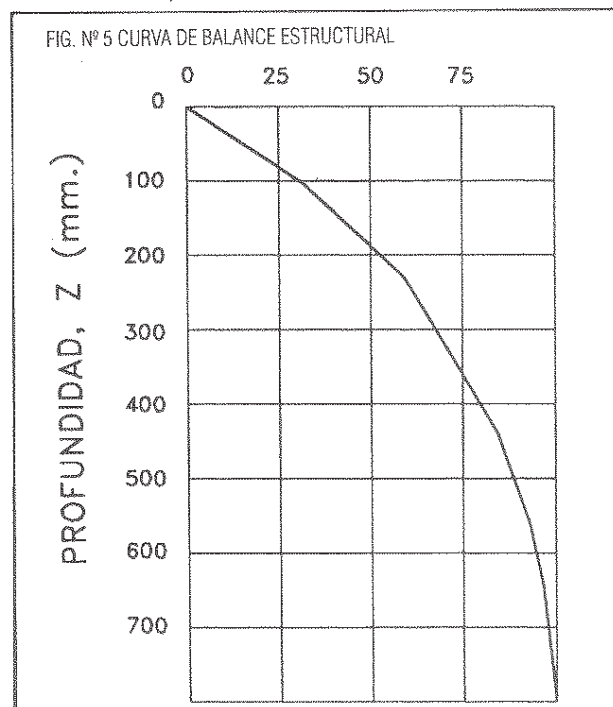
$$CBR = \frac{A}{D^B} \quad (\%)$$

CBR = Razón Soporte California (%)

D = Penetración (mm/golpe)

A,B = Constantes

Después de analizar 5 correlaciones entre la penetración del Cono Dinámico y el CBR in situ, incluida la correlación establecida por Ponce, Guzmán y Guzmán en Chile, se propone usar una fórmula que considere los promedios de las constantes A y B.



La fórmula propuesta es la siguiente :

$$CBR = \frac{411,1}{D^{1,235}} \quad (\%)$$

Examinando las distintas curvas se nota que ellas dan valores muy similares en el rango de valores de CBR < 15%.

Ver Figura N° 2 a.

<b>ASISTEC S.A.</b>		<b>CONO DE PENETRACION DINAMICO</b>													
<b>SANTIAGO CHILE</b>		PROYECTO:													
		CALZADA:							PISTA:						
		CALICATA:													
FECHA:		KILOMETRO:													
OPERADOR:		TIEMPO:													
0=		DATOS DEL ENSAYO													
Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)	Golpe (No.)	Lectura (mm)
1		26		51		76		101		126		151		176	
2		27		52		77		102		127		152		177	
3		28		53		78		103		128		153		178	
4		29		54		79		104		129		154		179	
5		30		55		80		105		130		155		180	
6		31		56		81		106		131		156		181	
7		32		57		82		107		132		157		182	
8		33		58		83		108		133		158		183	
9		34		59		84		109		134		159		184	
10		35		60		85		110		135		160		185	
11		36		61		86		111		136		161		186	
12		37		62		87		112		137		162		187	
13		38		63		88		113		138		163		188	
14		39		64		89		114		139		164		189	
15		40		65		90		115		140		165		190	
16		41		66		91		116		141		166		191	
17		42		67		92		117		142		167		192	
18		43		68		93		118		143		168		193	
19		44		69		94		119		144		169		194	
20		45		70		95		120		145		170		195	
21		46		71		96		121		146		171		196	
22		47		72		97		122		147		172		197	
23		48		73		98		123		148		173		198	
24		49		74		99		124		149		174		199	
25		50		75		100		125		150		175		200	

OBSERVACIONES:

---



---



---

---

# COMISION DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS

---

## DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA «J» EN PAVIMENTOS DE HORMIGON CHILENOS

Septiembre, 1996

---

Cámara Chilena de la Construcción  
Corporación de Investigación de la Construcción





## RESUMEN EJECUTIVO

<i>Nombre del Informe:</i> <b>Determinación del Coeficiente de Transferencia de Carga J en Pavimentos de Hormigón Chilenos</b>		<i>Fecha:</i> Diciembre de 1996
<i>Nombre del Proyecto al cual Pertenece:</i> <b>Evaluación y Calibración del Método de Diseño AASHTO 93 para Pavimentos de Hormigón en Condiciones Chilenas.</b>		
<i>Mandante:</i> <b>Comisión de Diseño y Evaluación de Pavimentos.          Camara Chilena de la Construcción</b>		
<i>Ejecutante:</i> <b>APSA Administración de Pavimentos</b> Las Encinas nº 3296, Ñuñoa. Fono 272 2461, 271 0180, Fax 272 6701	<i>Ing. Responsable:</i> <b>Ricardo Salsilli</b> <i>Ing de Proyecto:</i> <b>Enrique Forero</b>	<i>Clasificación:</i> <b>Estudio de Investigación</b>
<i>Observaciones:</i>		<i>Número de Páginas:</i> <b>48.</b>

### Resumen:

El objetivo de este estudio es determinar recomendaciones para el coeficiente de transferencia de carga J en pavimentos JPCP chilenos, además de servir de base para un estudio mayor que calibra globalmente todas las variables del método AASHTO 93 para condiciones chilenas. El estudio empleó como fuente relaciones teóricas y/o empíricas consistentes con el método de diseño AASHTO, más una base de datos de transferencia de carga (TC) de caminos locales (IDIEM). A lo anterior se agrega una serie de mediciones con Deflectómetro de Impactos (FWD), a fin de conocer la evolución en el tiempo y variabilidad de la TC, y poder así validar debidamente la base de datos.

En líneas generales, el procedimiento utilizado para determinar J consistió en realizar una revisión del método de determinación y recomendaciones AASHTO acerca del tema, para luego aplicar ambos a las condiciones específicas chilenas. Esta revisión determinó que los factores J que AASHTO recomienda poseen una doble procedencia: una inicial a partir de relaciones de tensiones y una segunda, no menos importante y no especificada claramente, de tipo intuitivo.

La aplicación de la relación de tensiones original AASHTO presenta múltiples complejidades e inconsistencias que hacen definitivamente imposible su empleo en pavimentos como los chilenos. Por tal motivo, se debió optar por otras metodologías que, siendo fieles a los principios AASHTO, no presentan estos problemas. Después de varios intentos con relaciones tensionales, se decidió optar por una relación de deformaciones en que el pavimento AASHTO quedó representado por uno equivalente en JPCP, en términos de transferencia de carga de deformación (TC).

Los resultados obtenidos permitieron generar una relación J vs TC consistente y respaldada por lineamientos básicos que aparecen en la guía AASHTO. A partir de ésta y de la base de datos de TC previamente validada, fue posible generar valores de J para cada uno de los pavimentos incluidos en dicha base de datos. En la determinación se incluye el efecto estacional y el efecto de la variación de TC a lo largo del día, ponderado según nivel de tránsito acumulado.

Los resultados finales muestran una clara tendencia geográfica: el factor de transferencia de carga correspondiente a la zona centro sería  $J = 3.6$ , mientras que más al sur se haría recomendable el empleo de  $J = 3.3$ . En todo caso, tal como se señaló al principio, estos valores no pueden ser vistos como definitivos, sino como los mejores valores que la información disponible a la fecha permite generar. Los valores finales podrán ser obtenidos luego de la calibración general del método.

<b>RESUMEN EJECUTIVO</b>	i
<b>INDICE</b>	ii
<b>1. INTRODUCCION</b>	4
<b>2. ANTECEDENTES TEORICOS ACERCA DEL PARAMETRO J</b>	5
2.1 Modelos Iniciales de la Prueba AASHO	5
2.1.1 Modelo Empírico	5
2.1.2 Modelo Teórico-Empírico (1961)	6
2.1.3 Obtención de la Ecuación de Diseño para Pavimentos de Hormigón (1961)	8
2.2 El Factor J en el Método de Diseño AASHTO	8
2.2.1 Recomendaciones del Manual de Diseño AASHTO 93	8
2.2.2 Metodología de Cálculo Empleada en el Apéndice KK	10
<b>3. DETERMINACION DE UN METODO PARA OBTENER EL FACTOR DE TRANSFERENCIA DE CARGA J EN CONDICIONES CHILENAS</b>	14
3.1 J a Partir de la Relación de Tensiones Dada por AASHTO	14
3.2 Obtención de J a Partir de una Relación de Tensiones de Esquina	18
3.3 Búsqueda de una Solución Alternativa	20
3.3.1 Solución Alternativa por Tensiones	20
3.3.2 Solución Alternativa por Deformaciones	23
<b>4. VALIDACION DE LA BASE DE DATOS EXISTENTE</b>	25
4.1 La Base Datos Existente	25
4.2 La TC en la Junta Instrumentada como estimador de la TC media	29
4.3 Evolución de la TCI en el Tiempo y Verificación Recíproca de los Métodos de Base de Referencia Profunda (BRP) y FWD para Medición de TC	36
4.4 Consideraciones Finales	41
<b>5. GENERACION DE VALORES RECOMENDADOS PARA J EN PAVIMENTOS CHILENOS</b>	42
5.1 Descripción General de la Metodología de Cálculo	42
5.2 Valores Finales de J	46
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	48

## 1. INTRODUCCION

De acuerdo a estudios preliminares efectuados en el país, el parámetro J, o coeficiente de transferencia de carga del método de diseño AASHTO 93, se presentaría como uno de los principales responsables del deficiente ajuste observado entre la predicción de la ecuación y lo observado en terreno.

Por ejemplo, en la memoria de título «Análisis del Método de diseño AASHTO 1993 para pavimentos de hormigón en Chile» (1) se establece lo siguiente:

*«... En términos generales, el problema detectado consiste en una predicción de tránsito sistemáticamente inferior al tránsito observado en la realidad. Esto significa que el comportamiento de los pavimentos sería mejor que el que predice la ecuación de diseño, o, puesto de otro modo, significaría que los diseños proyectados con este método estarían derivando en espesores de losa sistemáticamente superiores al estrictamente necesario».*

*«... La inclusión de valores de transferencia de carga inferiores al valor promedio empleado en Chile, resulta en una corrección del error sistemático observado y, por tanto, un muy buen ajuste de la ecuación de diseño. De este modo, existe la posibilidad que la transferencia de carga esté siendo subvalorada».*

Finalmente se recomienda:

*«... Realizar un estudio, por ejemplo a través de retroanálisis, de la transferencia de carga en losas de pavimento chilenas, de modo tal de obtener recomendaciones y rangos reales del coeficiente J para pavimentos chilenos. Un análisis de este tipo permitiría determinar si esta variable está o no siendo sobrevalorada y, por tanto, averiguar qué participación le corresponde en el error sistemático encontrado en este estudio.»*

Vistos estos antecedentes, y el alto costo que involucran errores de este tipo, estudios como el presente se ven plenamente justificados.

Los objetivos que aquí se persiguen son determinar de algún modo si el J está siendo sobrevalorado y, en tal caso, llegar a generar una tabla de recomendaciones de valores de J para pavimentos chilenos, a partir de información empírica de transferencia de carga nacional. En este sentido, este estudio es parte de uno mayor que busca la calibración general del método AASHTO en Chile.

El factor J proviene de una extensión realizada al método AASHTO en 1972, y busca que el diseño incluya la capacidad de un determinado pavimento de transferir (distribuir) la carga de tránsito a través de sus discontinuidades, como son juntas y grietas. Los dispositivos de transferencia de carga, la trabazón mecánica, la presencia de bermas de hormigón y el sobreaño de calzada tienen todos distintos efectos sobre J, y, por tanto, en cualquier diseño de pavimentos de hormigón.

La metodología aplicada en este estudio tiene como primer requisito conservar los criterios del método de diseño AASHTO. Para tal efecto, se comenzó con una revisión del modo de obtención y recomendaciones acerca de J por parte de AASHTO. Así, a partir de la relación básica entre pavimentos AASHO y otros pavimentos, se buscó una relación entre el J y la transferencia de carga de deflexiones medida en porcentaje (TC).

Lo anterior tiene el fin de poder aplicar la información contenida en una gran base de datos de mediciones en terreno de esta variable. El estudio incluye una adecuada validación de las mediciones, aplicando equipos de medición de moderna tecnología.

Finalmente, se llega a determinar valores de J de acuerdo a zonas geográficas.

## 2. ANTECEDENTES TEORICOS ACERCA DEL PARAMETRO J

### 2.1 Modelos Iniciales de la Prueba AASHO

Luego de los dos años de tránsito (1959-1960), se analizaron los datos y se obtuvieron dos modelos fundamentales:

#### 2.1.1 Modelo Empírico

Son relaciones empíricas entre espesor de losa, magnitud de carga por eje, número de repeticiones de carga y pérdida de serviciabilidad del pavimento, para las condiciones específicas de la prueba AASHO (por ejemplo, factores climáticos, de los materiales, etc.). El modelo empírico original derivado de la prueba AASHO aparece en la Ec. y es el mismo para pavimentos rígidos y flexibles.

$$\text{Log}(W) = \text{Log}(\rho) + \frac{G}{\beta} \quad (1)$$

Donde:

W = Número de repeticiones de carga para alcanzar el índice de serviciabilidad final.

$\rho$  = Una función de las variables de diseño y de carga que denotan el número esperado de repeticiones de carga para llegar a un índice de serviciabilidad de 1.5.

G = Una función de la razón entre la pérdida de serviciabilidad alcanzada en el instante final y la pérdida potencial para llegar a un índice de serviciabilidad de 1.5.

$\beta$  = Una función de las variables de diseño y de carga que influyen en el comportamiento de la curva de serviciabilidad  $p$  v/s  $W$ .

En pavimentos rígidos:

$$\text{Log}_{10}(\rho) = 5.85 + 7.35 \text{ Log}(D+1) - 4.62 \text{ Log}(L_1 + L_2) + 3.28 \text{ Log}(L_2) \quad (2)$$

$$G = \text{Log}_{10} \left[ \frac{(P_o - P_f)}{(4.5 - 1.5)} \right] \quad (3)$$

$$\beta = 1.00 + \frac{3.63 (L_1 - L_2)^{5.20}}{(D + 1)^{8.46} L_2^{3.52}} \quad (4)$$

Donde:

D = Espesor de la losa de hormigón, [in].

$L_1$  = Peso del eje simple simple o eje doble, [kips].

$L_2$  = Código de eje (1 para eje simple y 2 para eje tándem).

$p_o$  = Índice de serviciabilidad inicial.

$p_f$  = Índice de serviciabilidad final.

Este modelo de comportamiento de 1961 es 100% empírico y por tanto depende completa y totalmente de las condiciones de diseño, clima, subbase, edad y tránsito observadas en la prueba AASHO.

### 2.1.2 Modelo Teórico-Empírico (1961)

Para extender la Ec. 1 a otras condiciones y materiales distintos a los de la prueba AASHO, se desarrolló un modelo teórico-empírico que relaciona  $W$  con la razón  $S_c/6$  y cuya expresión aparece en la Ec. 5. En ésta,  $S_c$  representa el valor promedio de resistencia a la flexotracción, y  $\sigma$  es la tensión de esquina calculada a partir de la ecuación de Spangler.

$$\text{Log}(W) = A + B \times \text{Log} \left[ \frac{S_c}{\sigma} \right] \quad (5)$$

Donde:

$W$  = Número de ejes equivalentes requeridos para obtener una serviciabilidad final  $p_f$ . (En la regresión,  $W$  fue calculado a partir de la Ec. 1).

$A, B$  = Constantes de regresión.

$S_c, \sigma$  = Según descritas anteriormente.

La ecuación de Spangler que se utilizó en la determinación de  $\sigma$  es la siguiente:

$$\sigma = 3.2 \frac{P}{h^2} \left[ 1 - \left( \frac{a\sqrt{2}}{\ell} \right) \right] \quad (6)$$

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} \quad (7)$$

Donde:

$P$  = Carga total aplicada.

$h$  = Espesor de la losa.

$\ell$  = Radio de rigidez relativa losa - suelo de fundación.

$a$  = Radio del área cargada

$E$  = Módulo de elasticidad del hormigón.

$\mu$  = Coeficiente de Poisson del hormigón.

$K$  = Módulo de reacción de la subrasante.

Resulta importante señalar que la Ec. 6, desarrollada por Spangler en 1942 a partir de relaciones teóricas y mediciones de laboratorio, no incluye ninguna «J» sino una constante igual a 3.2. Además, la tensión que calcula corresponde a la tensión máxima que produce una carga en la esquina de una losa libre, siendo que todas las juntas de la prueba AASHO poseían barras de refuerzo. El esfuerzo de esquina calculado a partir de esta ecuación resulta, en efecto, en esfuerzos del orden de tres veces el observado a través de mediciones con «strain gages» para mismas condiciones de carga\*.

Por otra parte, debe señalarse que la condición de carga crítica no fue la de esquina, sino más bien se produjo cuando la carga se encontraba en el borde, a unos 6 pies (1.8 m) de la esquina (losas JPCP de espesores 9.5 y 12 in [24.1 y 31.75 cm]). Aparentemente, la ecuación fue empleada de

\* Esto puede ser verificado tomando valores de la Figura 187, p 233, de «The AASHO Road Test, Report 5, Pavement Research» y comparándolos con los resultados que arroja la ecuación de Spangler para las condiciones de la prueba AASHO.

todas formas por su simplicidad y por guardar una buena correlación con los esfuerzos máximos medidos (condición de carga en la esquina y condición de carga crítica), pese a la diferencia de magnitud.

De una u otra forma, la incorporación de este modelo permitió generar tres rectas ( $\text{Log } W'$ ) v/s ( $S_c/\sigma$ ), para valores terminales de serviciabilidad  $pt = 1.5, 2.0$  y  $2.5$ ; generándose así valores para la constante B (Ec. 5) de 3.74; 3.58 y 3.42, respectivamente. Así, se obtuvo la siguiente relación entre B y  $p_i$ :

$$B = 4.22 - 0.32 \times p_i \quad (8)$$

### 2.1.3 Obtención de la Ecuación de Diseño para Pavimentos de Hormigón (1961)

Para obtener a la ecuación de diseño se derivó la Ec. 5 y se reemplazó el valor de B por el indicado en la Ec. 8. La idea de aplicar el diferencial busca obtener la «diferencia de comportamiento» entre un pavimento de características AASHO y otro de características distintas, basándose en el supuesto que, a una misma razón ( $S_c/\sigma$ ), correspondería un mismo comportamiento.

$$d \left[ \text{Log}(W') \right] = d \left[ A + B \times \text{Log} \left[ \frac{S_c}{\sigma} \right] \right] \quad (9)$$

$$\text{Log}(W') - \text{Log}(W) = B \times \left[ \text{Log} \left[ \frac{S_c'}{\sigma'} \right] - \text{Log} \left[ \frac{S_c}{\sigma} \right] \right] \quad (10)$$

$$\text{Log}(W') = \text{Log}(W) + (4.22 - 0.32 p_i) \times \left[ \text{Log} \left[ \frac{S_c'}{\sigma'} \right] - \text{Log} \left[ \frac{S_c}{\sigma} \right] \right] \quad (11)$$

Donde:

$W'$  = Número de repeticiones de ejes de carga requerido para alcanzar un nivel de serviciabilidad final Pt en un pavimento similar al de la prueba AASHO pero con propiedades físicas descritas por  $S_c'/\sigma'$ .

$W$  = Número de repeticiones de ejes de carga, calculado a partir de la Ec. 1, requerido para alcanzar un nivel de serviciabilidad final pt en un pavimento de la prueba AASHO, con propiedades físicas descritas por  $S_c/\sigma$ .

$S_c'/\sigma'$  = Razón de resistencia para pavimentos con propiedades modificadas.

$S_c/\sigma$  = Razón de resistencia para pavimentos de la prueba AASHO. Se obtiene con  $S_c = 690$  psi y  $\sigma$  calculado a partir de la ecuación de Spangler (Ec 6) con  $K = 60$  pci,  $E_c = 4.2 \cdot 10^6$  psi,  $\mu = 0.2$ ,  $a = 7.07$  in y  $P = 9000$  lb.

La ecuación de diseño presentada en 1961 debe ser empleada para diseñar pavimentos con juntas reforzadas con barras y, en lo posible, en condiciones climáticas similares a las de la prueba AASHO. Por esta razón, la ecuación ha sufrido múltiples extensiones y ajustes posteriores a 1961, que buscan expandir los resultados de la prueba a otras condiciones, materiales, etc. En la extensión realizada en 1972, se incorporó el coeficiente de transferencia de carga J, junto con recomendaciones para el diseño y reforzamiento de juntas.

## 2.2 El Factor J en el Método de Diseño AASHTO

La incorporación de J busca extender los resultados de la prueba AASHTO a distintos tipos de pavimentos, pues resulta obvio que el comportamiento de pavimentos con condiciones de borde distintas a las de la prueba AASHTO (distintos tipos de berma, distintos dispositivos de transferencia de carga en las juntas) influyen de modo significativo en las tensiones, que a su vez están incluidas en la Ec. 5. De este modo, es evidente que la primera ecuación de diseño y base de todas las posteriores no podría predecir adecuadamente el comportamiento de un pavimento, por ejemplo, con trabazón mecánica en las juntas.

Específicamente, la modificación consistió en cambiar la constante 3.2 de la ecuación de Spangler (Ec. 6) por la variable J. De este modo, quedó inmediatamente definido que, para las condiciones de la prueba AASHTO, el valor a adoptar es  $J = 3.2$ , conservándose de este modo inalteradas todas las expresiones validadas en 1961 para aquellas condiciones (Ecs. 5 y 11, por ejemplo).

El problema es definir valores de J para condiciones de borde distintas a las de la prueba AASHTO; más aún, definir qué metodología es teóricamente adecuada para calcularlos y, por último, cómo confirmar que dichos valores son los apropiados.

### 2.2.1 Recomendaciones del Manual de Diseño AASHTO 93

Con respecto al J, el método AASHTO 1993 para pavimentos de hormigón cita textualmente <sup>(2)</sup>:

*«El coeficiente de transferencia de carga, J, es un factor usado en el diseño de pavimentos rígidos para valorar la capacidad de la estructura de pavimento de transferir (distribuir) las cargas a través de las discontinuidades, como son juntas y grietas. Los sistemas de transferencia de carga, la trabazón mecánica y la presencia de berma pavimentada tienen todos distinto efecto en este valor. Generalmente, el valor de J asociado a un conjunto de condiciones (por ejemplo, pavimento de hormigón con juntas y berma de hormigón) aumenta [es decir, disminuye la eficiencia de la transferencia de carga] a medida que las cargas de tránsito se incrementan ya que, al aumentar el número de repeticiones, la calidad de la trabazón mecánica entre los áridos disminuye\*. La tabla 2.6 [Tabla 1] establece rangos de coeficientes de transferencia de carga para diferentes condiciones desarrollados de la experiencia y de análisis tensionales mecanicistas».*

En el párrafo anterior se deja en evidencia que los valores de J tienen una «doble» procedencia, siendo la experiencia y el análisis mecanicista uno tan importante como el otro.

En la descripción del coeficiente J, AASHTO continúa señalando: *«Como guía general para el rango de valores de J, lo normal es que los valores más altos estén asociados a pavimentos con bajos valores de k, altos coeficientes térmicos [del hormigón], y grandes variaciones de temperatura». ... «Cada agencia debería, sin embargo, desarrollar criterios para sus propios áridos, condiciones climáticas, etc.»*

\* Esto ocurre producto del desgaste y la desintegración ocasionados por el roce.

Por ende, aunque AASHTO no establezca ni ponga límites a cómo desarrollar esos criterios, queda claro que estudios como el presente son recomendados y aceptados dentro de la globalidad del método de diseño AASHTO.

Con respecto a los pavimentos con trabazón mecánica, el manual de diseño asevera que: «El rango recomendado para pavimentos de hormigón simple sin reforzamiento en las juntas es de 3.8-4.4, que resulta superior al observado en pavimentos con otros dispositivos de transferencia de carga. Esto último se debe al mayor esfuerzo de corte que se desarrolla en las juntas sin barras y también a fin de incluir el aumento potencial de escalonamiento»<sup>(3)</sup>.

**Tabla 1 Coeficientes de Transferencia de Carga J Recomendados por AASHTO 93<sup>(4)</sup>**

Coeficientes de Transferencia de Carga Recomendados según Tipo de Pavimento y Condiciones de Diseño				
Tipo de Berma	Asfáltica		de Hormigón	
	Si	No	Si	No
Dispositivo de Transferencia de Carga				
Tipo de Pavimento				
1. JCP* o JRCP	32	<b>3.8-4.4</b>	2.5-3.1	3.6-4.2
2. CRCP	2.9-3.2	N/D	2.3-2.9	N/D

A este respecto convendría señalar un aspecto muy importante: Aunque resulte confuso lo que significó conceptualmente la expresión de Spangler en la ecuación de diseño original, está claro que el 3.2 que la afecta no es por escalonamiento, pues en la prueba AASHTO aquel deterioro nunca existió debido a la protección de las juntas. Esto quiere decir que, definitivamente, el método de diseño AASHTO para pavimentos de hormigón no incluye de modo alguno el escalonamiento, conclusión que puede encontrarse en diversos estudios<sup>(5)</sup>. Sin embargo, lo último no debe ser malinterpretado. Aquí no se está diciendo que la transferencia de carga no influya en el escalonamiento, sino que el escalonamiento no es una variable usada por AASHTO para predecir comportamiento.

En último caso, asumiendo (erradamente) que el factor J tuviera alguna dependencia con el escalonamiento, en el caso chileno sería incorrecto elevar su valor por dicho motivo. El escalonamiento es un deterioro que no se manifiesta con mucha intensidad en los pavimentos chilenos, o al menos así puede observarse en la mayoría de los tramos testigo IDIEM- Dirección de Vialidad, donde sólo dos de los 21 pavimentos presentan más de 2.5 mm promedio<sup>(6)</sup>. Sin embargo, en los EEUU, los pavimentos de hormigón simple no tienen un comportamiento similar en esta materia. Por ejemplo, es digno de destacar que en la prueba AASHTO, una junta quedó por error sin su reforzamiento: fue el único caso de escalonamiento medible en los dos años de toda la prueba, y fue de tipo severo. El resto fue escalonamiento que se presentó en las grietas cuando el nivel general de deterioro era avanzado<sup>(7)</sup>.

\*JCP: «Jointed Concrete Pavement», pavimento de hormigón simple con juntas;

JRCP: «Jointed Reinforced Concrete Pavement», pavimento de hormigón reforzado con juntas;

CRCP: «Continuously Reinforced Concrete Pavement», pavimento de hormigón continuamente reforzado.



## 2.2.2 Metodología de Cálculo Empleada en el Apéndice KK

El método AASHTO basa su tabla de recomendación de valores de J (Tabla 1) en los resultados de un análisis de tensiones y en la experiencia de la Task Force. En el apéndice KK del Volumen II del manual de diseño de 1986\*, se detalla la metodología empleada en el cálculo de J a partir de tensiones. La relación empleada es la siguiente:

$$\frac{\sigma_{\max \text{ AASHO}}}{\sigma_{\text{Sp AASHO}}} = \frac{\sigma_{\max \text{ C}}}{\frac{J}{3.2} \times \sigma_{\text{Sp C}}} \quad (12)$$

donde,

- $\sigma_{\max \text{ AASHO}}$  = Tensión máxima (carga en el borde) según método mecanicista en la condición de la prueba AASHO, conocida.
- $\sigma_{\text{SpAASHO}}$  = Tensión según Ec. de Spangler (Ec. 6) en la condición de la prueba AASHO, conocida.
- $\sigma_{\text{SpC}}$  = Tensión según Ec. de Spangler (Ec. 6) en pavimento cualquiera, conocida
- $\sigma_{\max \text{ C}}$  = Tensión máxima (carga en el borde) según método mecanicista en pavimento cualquiera, conocida.

Al analizar esta relación, surgen aspectos difíciles de entender: ¿Por qué la relación  $\sigma_{\max \text{ AASHO}} / \sigma_{\text{SpAASHO}}$  debería mantenerse constante? ¿Sinceramente, es acaso de esperar que esta relación se cumpla en pavimentos de otros tipos haciendo un simple ajuste lineal para J? ¿Es esto una realidad o una imposición?

La mejor forma de entender esta relación es volviendo a los resultados de la prueba AASHO. En ésta, midiendo con «strain gages», se encontró que las tensiones con carga en la esquina guardaban una relación lineal con las tensiones máximas, las que ocurrieron a su vez por lo general con la carga en el borde, a 6 pies (1.83 m) de la esquina\*.

Si a este resultado se suma el hecho que la ecuación de Spangler era directamente proporcional a la tensión de esquina medida con «strain gages» (véase 2.1.2), se obtiene por transitividad que Spangler se correlaciona también linealmente con la tensión máxima. Ésta, más la simplicidad de la expresión de Spangler, serían dos importantes razones para incluir a Spangler en la Ec. 5, que a su vez se presenta como «tratando» de incorporar ciertos conceptos teóricos de fatiga (véase  $Sc/\sigma$ ), pero de modo empírico (véase por ejemplo W').

De este modo, estos autores piensan que la justificación para incluir a Spangler en la Ec. 5, fue, aparte de su simplicidad, su correlación lineal con la tensión máxima más que con la de esquina, pues ese es el valor que generalmente se incluye cuando se habla de relaciones  $Sc/\sigma$ . Por otro lado,

\* En 1993 no se editó Volumen II, manteniéndose como oficial la versión de 1986.

\* Esta correlación puede ser verificada comparando los resultados de tensión máxima del Loop 1, pista 2, que aparecen en la Tabla 90 y son modelados por la ecuación 107, p 237 de «The AASHTO Road Test, Report 5, Pavement Research», con los resultados de carga en la esquina que aparecen en la figura 187, p 233 del mismo reporte.

esta suposición se ve reforzada si se recuerda que el agrietamiento mayormente observado en la prueba AASHO fue el transversal, lo que concuerda con la tensión máxima debido a carga en el borde, y no con la de esquina, sobretodo en pavimentos con barras de traspaso de carga.

En resumen, dado que Spangler se correlacionaba bien con la tensión máxima (a 6 piés) y con la de esquina, resultaba lo mismo, pues la calibración se lograría de uno u otro modo.

Finalmente, la idea de la Ec. 12 sería encontrar un J que altere la ecuación de Spangler de modo tal de obtener un estimador de la tensión máxima, del mismo modo que Spangler habría estimado la tensión máxima en la prueba AASHO. Entonces, este valor podría usarse tan correctamente como fue empleado directamente Spangler en las condiciones de la prueba AASHO ( $J = 3.2$ ), sin perder todo el trabajo de calibración ya realizado.

En el apéndice KK del Volumen II de la guía AASHTO 1986 no se detalla ninguno de los conceptos analizados anteriormente, exponiéndose solamente la ecuación y algunos detalles computacionales. El método computacional utilizado es de elementos discretos y consideró la carga de un eje de 18.000 libras.

Los resultados encontrados aparecen en la Tabla 2

**Tabla 2 Coeficientes de Transferencia de Carga «J» Computados para Distintas Condiciones de Diseño y Tipos De Pavimento (AASHTO Vol 2, Tabla KK7)**

Dispositivo de TC TIPO DE PAVIMENTO:	BERMA		ASFÁLTICA		DE HORMIGÓN	
	LETRA	SI	No	SI	No	
		J	J	J	J	
JCP y JRCP	A	3.2	<b>4.5</b>	2.8	3.7	
	B	3.2	<b>4.1</b>	2.7	3.6	
	C	3.2	<b>3.9</b>	2.7	3.6	
	D	3.2	<b>5.2</b>	3.0	4.0	
	E	3.2	<b>4.8</b>	2.9	3.8	
	F	3.2	<b>4.5</b>	2.8	3.7	
CRCP	A	2.9		2.5		
	B	3.0		2.6		
	C	3.1		2.6		
	D	2.6		2.3		
	E	2.8		2.4		
	F	2.8		2.5		

- A. h = 7 in, K = 100 pci    D. h = 7 in, K = 600 pci  
 B. h = 10 in, K = 100 pci    E. h = 10 in, K = 600 pci  
 C. h = 13 in, K = 100 pci    F. h = 13 in, K = 600 pci

Cabe destacar que los resultados aquí obtenidos no son directamente los recomendados en el manual de diseño AASHTO 1993 (Tabla 1), pues la Task Force realizó «ajustes» que no aparecen en el apéndice KK: «En general, la Task Force redujo el rango de las variables pero mantuvo el punto medio relativamente constante»<sup>(8)</sup>

Sin embargo, al menos para los pavimentos JCP con berma asfáltica, la calibración de la Task Force parece haber hecho más que eso: el intervalo recomendado en la tabla de diseño (Tabla 1) es 3.8-4.4, mientras que en la Tabla 2 el rango que aparece computado para este mismo tipo de pavimento es **3.9-5.2**. En términos sencillos, esto significa que, para este tipo de pavimentos, la Task Force no estuvo de acuerdo con los resultados computados y decidió reducirlos considerablemente.

Los resultados de la Tabla 2 pudieran llamar la atención en el sentido de que, si se comparan los casos A y D, B y E, y C y F de los pavimentos JCP y JRCP con berma asfáltica, resulta como conclusión que el valor de J aumenta con K. Una primera impresión llevaría a decir que este resultado es erróneo pues, lo lógico parecería lo contrario. En efecto, es absolutamente sensato esperar que J, un coeficiente llamado «de transferencia de carga», disminuya (es decir, mejore la transferencia) al reducirse los desplazamientos en torno a la junta, producto por ejemplo de una mejora en la capacidad de soporte del suelo.

Tan sensata es esta última explicación, que el mismo Vol. I del método de diseño AASHTO 93 señala que «*como guía general para el rango de valores de J, lo normal es que los valores más altos [menor transferencia de carga] estén asociados a pavimentos con bajos módulos de reacción de subrasante, altos coeficientes térmicos de hormigón, y grandes variaciones de temperatura*». Así, el volumen de diseño está contradiciendo su propia investigación base que aparece en el apéndice KK (Tabla KK7).

Pero, por otro lado, si se tiene en consideración la curva S que se forma en la relación  $TC = f(AGG / k \ell)^*$ , se llega a que el resultado de la Tabla 2 no está errado en el sentido recién mencionado. Debe tenerse muy en cuenta, eso sí, que aquí no se habla de J sino de TC, variables que debieran presentar, en todo caso, una estricta dependencia.

A este respecto, en una publicación exclusivamente dedicada a la trabazón mecánica como método de transferencia de carga, los autores Ioannides y Korovesis<sup>(9)</sup> citan lo siguiente: «*La  $LTE_a$  [transferencia de carga, TC] es extremadamente sensible y se deteriora rápidamente cuando la variable independiente  $(AGG / K \ell)$  cae en torno a 10. Es también interesante que, estando todo lo demás constante, un aumento en el módulo de reacción de la subrasante (K) o en la rigidez de la losa ( $E h^3$ ) resulta en valores más bajos de  $LTE_a$ . Datos experimentales presentados por Teller y Cashell<sup>(10)</sup>, así como también resultados numéricos presentados por Kilaeski et al. y Ozbeki et al.<sup>(11,12)</sup> también concluyen lo mismo, aunque no se haya citado explícitamente de tal modo. Tal vez, esto ocurrió porque una conclusión de esta naturaleza habría aparentemente contradecido la especulación intuitiva que una base más firme o una losa rígida debieran mejorar la respuesta del pavimento. Sin embargo, a este respecto, una menor  $LTE_a$  no indica un peor sistema de pavimento, pues las deflexiones y tensiones se verán reducidas a medida que el  $k$  o  $E h^3$  aumentan. De este modo, la  $LTE_a$  baja se sustenta durante un período de tiempo mayor, llegando a índices de endurancia más altos, tal como lo reportaron Colley y Humphrey<sup>(13)</sup>».*

\* La TC está definida como la relación entre la deformación de la losa de alejamiento y aquella de la losa de aproximación, cuando una carga es colocada en la losa de aproximación justo en el borde de la junta.

En resumen, los resultados de la Tabla 2 no debieran ser vistos sólo como valores de J, sino como valores de J que también tienen asociados valores de k, y otro conjunto de variables importantes cuya influencia en la transferencia de carga puede ser poco predecible. Lamentablemente, como no se otorgan mayores detalles del cómputo de J en el apéndice KK, no se pueden hacer más consideraciones en ese sentido.

Para calcular valores de J apropiados a la realidad nacional, lo más indicado será usar el método de cálculo propuesto por el método AASHTO y reproducido en la Ec. 12, pero utilizando las condiciones y características medias de los caminos de Chile que se deseen.

En este sentido, es muy posible que los valores que así se deriven cambien notablemente, pues las condiciones que se desean incluir pueden hacer cambiar fuertemente las tensiones. Por ejemplo, un pavimento con juntas reforzadas se alabea de un modo distinto a uno sin reforzamiento, alterando completamente la magnitud y ubicación de las tensiones máximas. Por otro lado, debieran incluirse gradientes térmicos zonales\*, pues los observados en Chile en nada se asemejan a aquellos de la prueba AASHO, etc. Por último, tal como lo hizo la Task Force, los factores J computados debieran ser ajustados o revisados posteriormente de alguna manera por especialistas que conozcan los caminos locales.

No debe olvidarse que, en esencia, el parámetro J, más que una variable, resulta ser un coeficiente que altera la ecuación para que el método pueda emplearse también con otros tipos de pavimentos. En sí, el J no está definido claramente<sup>(16)</sup>, o al menos esto nunca se ha explicado correctamente, y su tabla sólo pudo ser generada a partir de otros parámetros de diseño independientes. De esta manera, la metodología de cálculo empleada en Ec. 12 sólo serviría para tener una idea inicial de los valores en torno a los cuales oscilaría J, haciéndose indispensable el empleo de posteriores ajustes empíricos para lograr los valores locales de J para cada tipo de pavimento.

Todos aquellos sistemas con J mayor a 3.2 poseen peor transferencia de carga que los pavimentos con barras en las juntas (tipo prueba AASHO). Pero, debe notarse que 3.2 no sólo significa «juntas con barras», sino también clima, áridos, metodología constructiva, y otras tantas características influyentes en el comportamiento de la transferencia de carga y propias de la prueba AASHO. De ahí que AASHTO recomiende los ajustes locales.

Por último, se debe tener claro que J, independientemente de cómo se calcule, siempre tratará de evaluar la eficiencia de un sistema de transferencia de carga en un sistema de pavimento cualquiera con respecto a los de la prueba AASHO, pero en el sentido de la influencia que tiene esta eficiencia en el comportamiento del pavimento. En un caso extremo, esto significa que AASHTO debiera asignar Js iguales a dos sistemas de transferencia de carga efectivamente distintos si es que, estando absolutamente todo lo demás constante, ambos pavimentos resultan tener sistemáticamente igual comportamiento. (Lo anterior tiene su expresión conceptual en la Ec. 5).

---

\* Al parecer, el apéndice KK calculó todas sus tensiones con un gradiente único y nulo.

### 3. DETERMINACIÓN DE UN MÉTODO PARA OBTENER EL FACTOR DE TRANSFERENCIA DE CARGA J EN CONDICIONES CHILENAS

En este capítulo se detallan tres metodologías (ecuaciones) para calcular el parámetro J. Son tres porque las dos primeras resultaron ser, de alguna manera, inconsistentes. Sin embargo, para mayor entendimiento de la complejidad de este problema se ha decidido incorporarlas aquí y detallar por qué debieron ser desechadas.

El hecho de no encontrar inmediatamente «la ecuación» que permita «despejar» J no significa haber fracasado en el trabajo de búsqueda. Demás está decir que, dado el alto grado de ajuste subjetivo detectado en la guía AASHTO y todas las demás consideraciones descritas anteriormente, ni siquiera el método del apéndice KK puede ser considerado una definición.

El método a emplear debe cumplir con el requisito de ser consistente, lo que no significa solamente que los valores de J arrojados deban estar dentro de un rango, sino que la incidencia en el valor de J de todas las variables que están dentro de la forma de cálculo sea la correcta. En segundo término, debe permitir la incorporación de las variables transferencia de carga\* y gradiente térmico, consideradas absolutamente fundamentales para medir la eficiencia de un sistema de transferencia de carga y para poder hacer consideraciones de tipo geográficas.

Una vez que se determine un método de esta naturaleza, se podrán calcular muchos Js, pero el valor que representará a cada pavimento en estudio se obtendrá sólo después de hacer una ponderación que considere la distribución promedio diario estacional de la TC, y también la distribución promedio diario anual del tránsito.

De esta forma cada pavimento estudiado tendrá un coeficiente de transferencia de carga. La tabla de recomendación de valores de J podrá ser generada considerando grupos de estos pavimentos, por ejemplo según geografía, minimizándose de este modo el error puro.

#### 3.1 J a partir de la Relación de Tensiones Dada por AASHTO (Apéndice KK)

De acuerdo con el método AASHTO, el factor J puede ser obtenido según lo descrito anteriormente, por medio de la Ec. 12. Las tensiones a cada lado de la Ec. 12 (lado AASHTO y lado Chile) deben ser calculadas utilizando, en la mayor medida posible, las mismas condiciones. Por ejemplo, si a un lado se utiliza un gradiente térmico, al otro lado deberá utilizarse el mismo; pues la idea general es evaluar cómo se comporta la losa chilena en mismas condiciones c/r a la losa AASHTO.

En este caso, las tensiones máximas fueron obtenidas utilizando el método de elementos finitos mediante el programa ILLISLAB<sup>(15)</sup>.

\* Se refiere a la variable  $TC = 100 S2/S1$  (%), donde S1 y S2 son las deformaciones de aproximación y alejamiento respectivamente, cuando hay una carga sobre la losa de aproximación inmediatamente próxima a la junta.

### Consideraciones para la Modelación Mediante Elementos Finitos:

- Carga a emplear: 1 eje simple de 18.000 libras (1 eje equivalente), por ser éste el patrón AASHTO, y además por ser el eje empleado en las mediciones de transferencia de carga(TC) en Chile.
- Posición de la carga con respecto a la junta: A seis pies de la junta, ya que esta es la distancia que produjo, en la mayoría de los casos, la tensión máxima en la prueba AASHTO. Por razones de consistencia y dado que los resultados pueden ser extremadamente sensibles a esta variable, esta posición debió conservarse para las mediciones del caso chileno.
- Posición de la carga con respecto a la unión berma-losa: El Report 5de la prueba AASHTO (16) no entrega mayores antecedentes acerca de esta variable. Por lo tanto, se consideró apropiado una distancia típica, considerándose la misma que se empleó en el caso de las mediciones de TC en Chile, esto es, a 0.5 m del borde.
- Número de losas: Se consideraron sólo dos losas, ya que análisis preliminares indican que, para este tipo de estudios, un mayor número de losas sólo aumenta el costo computacional, sin aumentar mayormente la precisión. Esto coincide con recomendaciones dadas por A. Ioannides en (17).
- Dimensiones de las losas: L = 4.5 m (largo AASHTO); w = 3.65 m (ancho AASHTO); h = 9 y 10 pulgadas.
- Características del hormigón: E = 4.2 10<sup>6</sup> psi,  $\mu = 0.15$ ,  $\alpha = 5.0 \cdot 10^{-6}$ °F,  $\gamma = 0.087$  lb/in<sup>3</sup>, por ser éstos valores típicos asimilables tanto a los hormigones de pavimento AASHTO como a los chilenos.
- Neumático: Presión de inflado = 80 psi; impronta = 24.5 x 14.7 cm, la misma que se empleó en las mediciones de TC en Chile (18).
- Módulo de reacción de la subrasante: K = 110 pci. Se supone en ambos lados el mismo.
- Barras de las losas AASHTO: Diámetro cercano a 1/8 del espesor de la losa, puestas en forma equiespaciada cada 12 pulgadas.
- Espesores de losa: 9 y 10 pulgadas.
- Malla: Respetando las restricciones recomendadas por A. Ioannides en «Analysis of Slabs-on-Grade for a Variety of Loading and Support Conditions» (19).

### Consideraciones para el Uso de la Expresión de Spangler:

- Carga de esquina: P = 9000 lb
- $a_1 = 2^{0.5} \cdot 7.07$  in (AASHTO).

Interpretación de los resultados:

El hecho de haber simulado un pavimento chileno con mismo módulo k, espesor h, y módulos E y  $\mu$  del hormigón que el de la condición AASHTO, permite simplificar mucho la Ec. 12. En efecto, de este modo los valores de la tensiones de Spangler son iguales para ambos casos y la expresión de J se simplifica a:

$$J = 3.2 \frac{\sigma_{\text{máx Chile}}}{\sigma_{\text{máx AASHTO}}} \quad (13)$$

Estos autores piensan que mientras este caso no se comporte bien no es aconsejable probar con otros valores de k, u otros largos de losa; los resultados aparecen en Tabla 3:

Tabla 3 Parámetro J Calculado a Partir de la Tensión Máxima (K= 110 pci)

Valores de J a partir de Tensión Máxima con carga a 6 pies				
h [in]	$\Delta T$ [°F]	Transferencia de carga		
		30%	60%	90%
9	-11	4.07	4.17	4.22
	0	3.18	3.23	3.25
	12	2.84	2.87	2.89
	24	2.64	2.67	2.68
10	-11	4.17	4.29	4.35
	0	3.14	3.20	3.23
	12	2.76	2.80	2.82
	24	2.55	2.58	2.60

Los problemas detectados en este análisis son básicamente dos. El primero guarda relación con la influencia que tiene la variable TC en las tensiones de los casos con trabazón mecánica. Aquí, según puede verse en un simple análisis de  $(\sigma h^2 / P)$  en función de  $(L / \ell)$  como el de la Figura 1, cambios significativos en el nivel de la variable  $(AGG / K\ell)$  -que no es otra cosa que cambiar significativamente la variable TC (en la Figura 1, TC=30%, 60% y 90%)- no arrojan cambios importantes en las tensiones máximas, que siempre se encontraron por debajo de la carga próxima al borde. En la Figura 1 esto queda de manifiesto al estar, para un mismo gradiente, las tres rectas (TC = 30%, 60% y 90%) prácticamente confundidas. Además, se observa un comportamiento distinto al esperado pues, el caso con TC = 90% resulta, en todos los gradientes analizados, con una tensión normalizada superior al caso 60% y éste a su vez superior al caso 30%.

La explicación al hecho que todas las rectas recién mencionadas estén acumuladas se debe, seguramente, al alto valor de  $L / \ell$ , que al elevarse demasiado hace que la tensión máxima tienda al valor de la expresión de tensión máxima de Westergaard, sin importar demasiado el largo de la losa ni su tipo de sistema de transferencia de carga. Véase por ejemplo el caso  $\Delta T = 0$  °F, que resulta ideal para confirmar lo recién mencionado sin incluir los efectos de la temperatura. A valores menores de  $L / \ell$ , es esperable que estas curvas se dispersen pero, siempre con las losas de TC altas con mayores tensiones máximas, debido a que mejorar la transferencia de carga es, para este efecto, acercarse más a la condición de losa infinita de Westergaard.

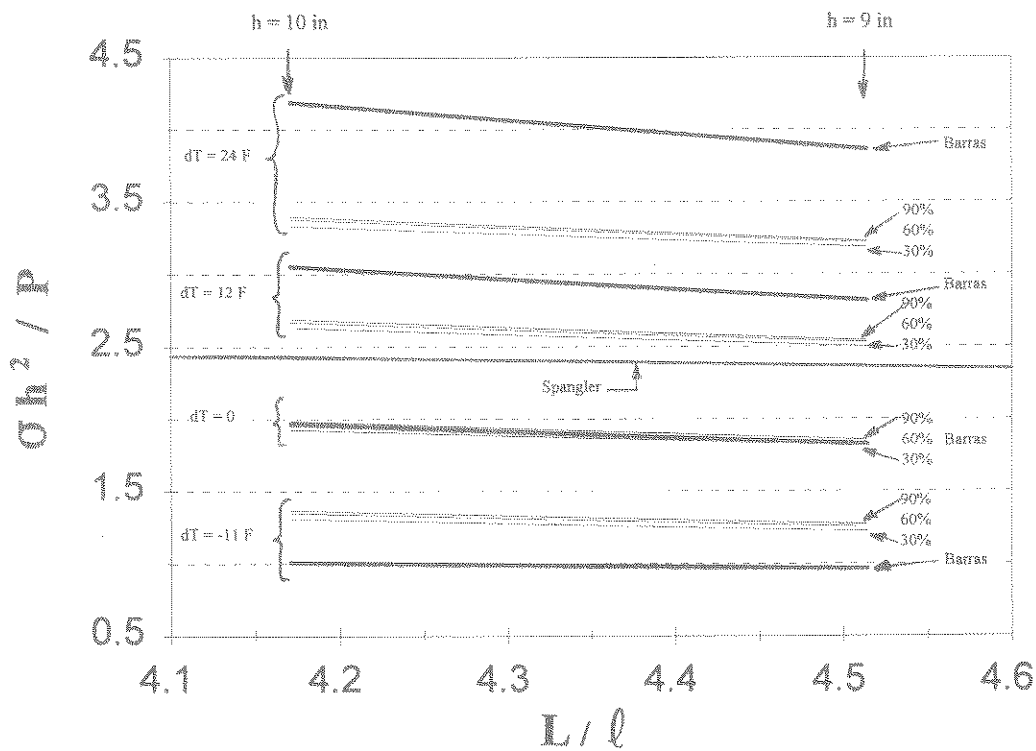


Figura 1 Variación de la Tensión Normalizada al Borde de la Losa

Como resultado de esta acumulación e inversión, los valores resultantes de J son inconsistentes: Por ejemplo con  $\Delta T = 0$ , se obtendría  $J = 3.22$  para  $TC = 90\%$ , y  $J = 3.18$  para  $TC = 30\%$  (Tabla 3). Lo anterior no significa que los valores de las tensiones estén incorrectos. El programa, así como los casos analizados son absolutamente válidos; el error está en determinar de esta forma el J.

Como segundo problema, está el generado por el diferencial de temperatura. Se observa en la Figura 1 que, en términos relativos, el  $\Delta T$  influye de distinto modo sobre el caso con barras que sobre el caso con trabazón. Para gradientes elevados (en valor absoluto), el valor de las tensiones del primero crece demasiado rápido si se le compara con el caso de la trabazón mecánica. De este modo se logran valores de J demasiado sensibles al gradiente térmico:  $J = 2.6$  para  $\Delta T = 24$  °F, y  $J = 3.2$  para  $\Delta T = 0$  °F.

Lo anterior tampoco se debe a resultados arbitrarios. La estimación combinada de tensiones se realiza analizando por separado aquellas producidas por las cargas y luego las debidas al alabeo por temperatura. El valor total o combinado no se logra de una superposición simple (pues se estaría asumiendo como supuesto el contacto total) así que debe realizarse un ajuste (R):

$$\sigma_{TOTAL} = \sigma_{CARGA} + R \sigma_{ALABEO} \tag{14}$$



A su vez, el valor de  $\sigma_{ALABEO}$  depende del diferencial de temperatura entre la fibra superior e inferior de la losa,  $\Delta T$ ; del coeficiente de dilatación térmica del hormigón,  $\alpha$ ; del módulo de elasticidad del hormigón,  $E$ ; y del coeficiente adimensional  $C$ , que a su vez depende de la razón  $L/\ell$ .

$$\sigma_{ALABEO} = \frac{C E \alpha \Delta T}{2} \quad (15)$$

En términos generales, al aumentar el valor de  $L/\ell$ , el coeficiente  $C$  aumenta hasta llegar a un valor en que se vuelve prácticamente constante ( $C$  límite). Lamentablemente, la función de  $(L/\ell)$  que rige el comportamiento de  $C$  no es la misma para el caso con barras que para el caso con trabazón mecánica. Lo anterior tiene su explicación en que los comportamientos de ambos alabeos son efectivamente muy distintos.

Por ejemplo, si se analiza un alabeo convexo (condición diurna), se verá que el pavimento con juntas sin proteger forma más o menos un «conjunto de convexidades», donde cada losa es una convexidad. Sin embargo, el pavimento que posee losas con juntas protegidas se alabeará más bien formando una única convexidad, comportándose como una cinta convexa, debido naturalmente a la restricción que imponen las barras.

Así, dado que las condiciones de apoyo de uno y otro caso son absolutamente distintas, es lógico que los valores de  $C$  sean distintos. Más aún, es lógico que el caso reforzado dé valores de  $\sigma_{ALABEO}$  superiores al del caso con trabazón y que esta diferencia se haga más notoria a mayores  $\Delta T$ .

De lo anterior se concluye que esta metodología no resulta apropiada para la determinación del parámetro  $J$ .

### 3.2 Obtención de $J$ a Partir de una Relación de Tensiones de Esquina

Dado que la posición de carga para condición de borde no proporciona resultados adecuados, se evaluó otra alternativa. Lo más evidente es considerar la carga en la esquina, posición que, si bien no interpreta la condición (posición de carga) que induce la tensión máxima, elimina algunas de las inconsistencias graves encontradas anteriormente.

Para el análisis de esta condición se consideró la carga a 0.5 m de la unión berma - losa, con uno de los bordes de la impronta sobre la junta transversal, de manera de analizar una posición media. Por otro lado, esta distancia es exactamente la misma que se empleó en las mediciones de TC en Chile, asegurándose consistencia entre los valores de TC que están disponibles y la metodología que se está empleando para determinar valores de  $J$ .

La ecuación para la obtención del parámetro  $J$  es la misma Ec. 12, con la diferencia que las tensiones máximas que se calculan por elementos finitos corresponden a la condición esquina y no a la de borde.

Durante el proceso y análisis de los resultados obtenidos, resulta importante mencionar que se detectó un problema de «inestabilidad» en las curvas de isotensión. En cada caso (casos AASHO y Chile con distintos TC,  $\Delta T$  y espesores) la posición de la tensión máxima bajo esta condición de carga varía, además de variar considerablemente su orden de magnitud, lo que ocasiona inconsistencias en los valores de  $J$ .

El problema de la posición donde sería evaluada la carga máxima fue resuelto considerando, en todos los casos, una misma posición: La posición de tensión máxima para carga de esquina de Westergaard, que señala que la tensión máxima describe una curva de isotensión de radio  $X_1$  desde la intersección de la esquina.

$$X_1 = 2\sqrt{(a\sqrt{2})\ell} \quad (16)$$

En la expresión, se supuso una carga de 9000 libras con una presión de 80 psi, lo que impuso el radio (a). El radio de rigidez relativa,  $\ell$ , es el mismo definido en la Ec. 7, con todas las constantes ya establecidas en capítulos anteriores. De este modo, todas las tensiones serían evaluadas en la junta a unas 40 pulgadas de la esquina. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.

**Tabla 4 Tensiones y Valores de J para la Condición de Esquina**

Tensiones y Valores de J para la Condición de Esquina							
Código Caso	Transferencia de carga	Gradiente Térmico	Espesor	Esfuerzo Principal de Tracción en Cara Superior			J a partir de Tensión de Esquina
				(34 in)*	(40 in)	(55 in)	
	(input)	$\Delta T h$	h	(psi)	(psi)	(psi)	(40 in)
		[°F]	(in)				
C1F2H1	30%	-11	9	38.9	89.1	125.6	4.2
C2F2H1	60%	-11	9	42.6	91.2	125.1	4.3
C3F2H1	90%	-11	9	35.0	75.1	98.6	3.5
AAF2H1	1.25 a 12"	-11	9	31.0	68.6	89.0	3.200
C1F1H1	30%	0	9	18.2	64.4	91.2	5.6
C2F1H1	60%	0	9	22.1	66.3	90.1	5.8
C3F1H1	90%	0	9	14.5	50.1	63.4	4.4
AAF1H1	1.25 a 12"	0	9	4.5	36.8	45.8	3.200
C1F3H1	30%	12	9	0.0	36.3	49.3	113.8
C2F3H1	60%	12	9	1.3	38.4	48.7	120.2
C3F3H1	90%	12	9	0.0	22.3	22.3	69.9
AAF3H1	1.25 a 12"	12	9	0.0	1.0	0.0	3.200
C1F4H1	30%	24	9	0.0	17.3	19.8	ERR
C2F4H1	60%	24	9	0.0	19.7	19.7	ERR
C3F4H1	90%	24	9	0.0	3.8	0.0	ERR
AAF4H1	1.25 a 12"	24	9	0.0	0.0	0.0	3.200

\* Los números entre paréntesis indican la distancia desde el borde de la losa al punto de análisis en la junta transversal.

Los valores de  $J$  que resultan son muy sensibles a las variaciones de  $\Delta T$  y  $TC$ , siendo en muchos casos absolutamente irreales. Además, queda de manifiesto en forma evidente que es muy difícil la comparación directa de tensiones de losa tipo trabazón mecánica con las que poseen juntas con barras.

En forma adicional se destaca lo siguiente:

- El  $J$  no disminuye claramente con los aumentos de  $TC$  sino hasta superar valores de 60%, límite antes del cual su comportamiento no sería claro.
- El  $J$  sólo podría ser calculado para gradientes nulos y negativos, pues con valores positivos diverge rápidamente (a este respecto se decidió incluir en la tabla tensiones de los nodos vecinos a modo de demostrar que esto no se debe a una mera mala elección de punto de evaluación). Esto queda de manifiesto en las celdas que aparecen con ERR.
- El  $J$  no sigue un comportamiento adecuado con el aumento del gradiente. Según los resultados aquí mostrados, el  $J$  aumenta (empeora la  $TC$ ) cuando aumenta el  $\Delta T$ .

Como consecuencia de lo anterior, la aplicación de esta metodología no es adecuada para la estimación de  $J$ .

### 3.3 Búsqueda de una Solución Alternativa

Los resultados anteriores permiten establecer que el hecho de comparar pavimentos con distintos mecanismos de transferencia de carga (barras y trabazón mecánica) involucra comparar comportamientos y órdenes de magnitud distintos en las tensiones máximas. Lo anterior deriva en comportamientos indeseados con respecto a la  $TC$  y  $\Delta T$ , y en valores de  $J$  que se alejan completamente de la realidad.

#### 3.3.1 Solución Alternativa por Tensiones

Para enfrentar el problema de la comparación de pavimentos de distinto tipo, se decidió cambiar el pavimento con barras de traspaso de carga en las juntas (AASHO), por otro equivalente pero con trabazón mecánica, que fuera fácilmente ocupado como patrón de comparación para los pavimentos chilenos. La equivalencia buscada es sólo en términos de  $J$ . Es decir, el  $J$  de este pavimento equivalente debe ser por definición, 3.2.

La búsqueda de cada equivalente a los casos AASHO previamente analizados, por ejemplo casos AAF1H1, AAF2H1, AAF3H1 y AAF4H1 de la Tabla 3, se basó en relacionar el  $J$  con la transferencia de carga ( $TC$ ). Como punto de partida, se asumió que el  $J$  promedio de todos los pavimentos de la prueba AASHO es, por definición, 3.2; por lo tanto, se buscó qué  $TC$  le corresponde en promedio a todos esos casos, es decir se busca la  $TC_{AASHO}$ .

Lo anterior se logra analizando por separado todos y cada uno de los pavimentos que consideró la prueba AASHO. Éstos son ocho, con espesores que fluctúan entre 2.0 a 12.5", todos con barras equiespaciadas a 12" de espesores cercanos a 1/8 del espesor de la losa. Para el análisis computacional se utilizó el programa de elementos finitos ILLISLAB. Cada pavimento fue sometido a la carga de un eje de 18000 libras en las condiciones requeridas para el cálculo de la  $TC$ . De este modo, para cada pavimento de la prueba AASHO se calculó computacionalmente la  $TC$ .

Es importante señalar aquí que la TC fue evaluada respetando la posición de carga, magnitud y tipo de carga (carga de 18000 libras, separación de eje de 1.78 m, tamaño de la impronta de las ruedas, etc.), y punto de evaluación de la TC (a 50 cm) que se empleó en las campañas de medición que forman la base de datos de 21 pavimentos de hormigón chilenos, con los que posteriormente se intentará imponer las condiciones nacionales. De este modo, se asegura cierta consistencia para los trabajos posteriores que se basen en estos resultados.

El resultado de esta evaluación de los pavimentos AASHO aparece en la Tabla 5.

**Tabla 5 Transferencia de Carga para Pavimentos de la Prueba AASHO**

Transferencia de Carga a 50 cm de la Berma Calculada a Partir de Elementos Finitos				
Código Caso	BARRAS	Gradiente Térmico	h	TC a 50 cm
		[°F]	[in]	[%]
AAF1HA	0.375 a 12"	0	2.5	65.2
AAF1HB	0.500 a 12"	0	3.5	72.0
AAF1HC	0.625 a 12"	0	5.0	79.7
AAF1HD	0.875 a 12"	0	6.5	81.3
AAF1HE	1.000 a 12"	0	8.0	84.6
AAF1HF	1.250 a 12"	0	9.5	85.3
AAF1HG	1.375 a 12"	0	11.0	87.3
AAF1HH	1.625 a 12"	0	12.5	87.8
			Media	80.4
			Desv. Std.	7.5

No se consideró importante repetir el análisis de la tabla anterior frente a distintos valores de gradiente térmico. Después de todo, no es de esperar que el caso con barras varíe mucho en función de  $\Delta T$ . Por otro lado, el valor de TC promedio obtenido es precisamente lo que se supone de TC para dicha prueba en diversos estudios (<sup>20</sup>). El comportamiento, así como la desviación encontrados son adecuados.

Todo lo anterior sólo permite afirmar que, en promedio, la TC observada en la prueba AASHO sería de 80.4%, en el punto y en las condiciones en que se está evaluando.

Es decir, a  $J=3.2$  le corresponde una transferencia de carga  $TC = 80.4\%$ . Luego, se debe reemplazar el caso AASHO (y sus cuatro condiciones de evaluación AAF1H1, AAF2H1, AAF3H1 y AAF4H1 indicadas en la Tabla 4), por otro caso, en las mismas cuatro condiciones, en que la transferencia de carga en la junta se obtenga sólo a través de la trabazón mecánica. En otras palabras, el procedimiento propuesto equivale a eliminar las barras de dichos casos y reemplazarlas por trabazón mecánica con  $TC = 80.4\%$ .



Por motivos propios a la manera cómo se deforma el perfil transversal cuando éste está sometido a una carga, la TC definida como razón de deformaciones entre losas no es la misma cuando se la evalúa en distintas posiciones de la junta transversal. De ahí la importancia de generar la Tabla 5 con una TC evaluada en el mismo lugar de la JT donde se midió en las campañas de medición de terreno de pavimentos en servicio. De este modo, también, al ingresar como dato de entrada TC = 60% en un programa como ILLISLAB, la relación de deformaciones de losas varía en torno a 60%, dependiendo del punto de la junta donde se la evalúe.

En este estudio, lo que se busca son casos de pavimentos con trabazón mecánica en que la TC, medida a 50 cm de la unión berma-losa, dé 80.4%. (Esto es así porque así fue generada la Tabla 4 y así se midió en las campañas de terreno). Además, deben respetarse también todos los otros datos de la aplicación de la carga.

Los resultados encontrados aparecen en la Tabla 6, junto con los mismos casos de trabazón mecánica mostrados anteriormente.

**Tabla 6 Comparación de Tensiones Casos Chilenos y AASHTO Equivalente (sin barras)**

Comparación de Tensiones Casos Chilenos y AASHTO Equivalente (sin barras)							
Código Caso	Transferencia de Carga (input Progr.)	Gradiente Térmico $\Delta T$	Espesor h	Esfuerzo Principal de Tracción en Cara Superior			Transferencia de Carga a 50 cm
				(34 in) [psi]	(40 in) [psi]	(55 in) [psi]	
	[%]	[°F]	[in]	[psi]	[psi]	[psi]	[%]
C1F2H1	30	-11	9	38.875	89.144	125.627	38
C2F2H1	60	-11	9	42.608	91.246	125.137	72
C3F2H1	90	-11	9	34.993	75.058	98.629	96
CAF2H1	75	-11	9	41.089	88.041	120.141	83
C1F1H1	30	0	9	18.234	64.408	91.188	34
C2F1H1	60	0	9	22.082	66.307	90.146	70
C3F1H1	90	0	9	14.527	50.055	63.436	95
CAF1H1	75	0	9	20.597	63.064	85.035	82
C1F3H1	30	12	9	0.000	36.338	49.291	34
C2F3H1	60	12	9	1.312	38.378	48.711	70
C3F3H1	90	12	9	0.000	22.310	22.310	95
CAF3H1	75	12	9	0.000	35.209	43.754	82
C1F4H1	30	24	9	0.000	17.321	19.758	36
C2F4H1	60	24	9	0.000	19.674	19.675	71
C3F4H1	90	24	9	0.000	3.770	0.000	95
CAF4H1	75	24	9	00.00	16.582	14.844	83

Con los nuevos casos (CAFxHx) los valores de las tensiones son más propicios para el cálculo de J a partir de tensiones. Sin embargo, sigue existiendo el problema de que la tensión máxima varía sensiblemente su posición y valor de acuerdo a la condición térmica evaluada. Por ejemplo, en el caso de gradiente 24 °F con una TC de 90%, resulta difícil generar un valor de J debido a las muy bajas tensiones observadas; en todo caso, este sería el extraordinario valor  $J = 3.2 \times 3.770 / 16.582 = 0.728$ .

Como conclusión se refuerza nuevamente la idea que calcular el J de manera tensional es muy difícil, especialmente cuando se incorporan variables como nivel de transferencia de carga y gradiente térmico; esto último aunque se reduzca el caso AASHO a un caso sin barras.

Debe buscarse una comparación distinta a la tensional, pero que de todos modos sirva correctamente para evaluar la eficiencia de la transferencia de carga. En este sentido, se intentó con una nueva comparación (ecuación) que cambia las tensiones máximas por la deformación de la losa en la proximidad de la junta, cuando es aplicada la carga. Esto último se basa en que este indicador está también directamente relacionado con la TC.

La citada comparación no podría ser aplicada directamente entre pavimentos con barras y con trabazón mecánica, ya que en el caso con barras las deformaciones son muy pequeñas, lo que generaría comportamientos indeseados. El problema puede ser solucionado usando como patrón las deformaciones del caso AASHO equivalente, sin barras.

### 3.3.2 Solución Alternativa por Deformaciones

De acuerdo a las conclusiones obtenidas anteriormente, se propone un método alternativo basado en las deflexiones:

$$\frac{\delta_{\text{Eq AASHO}}}{\sigma_{\text{Sp AASHO}}} = \frac{\delta_{\text{Chile}}}{\frac{J}{3.2} \times \sigma_{\text{Sp Chile}}} \quad (17)$$

Donde  $\delta$  representa las deformaciones en la losa de aproximación, en las cercanías de la junta, a 50 cm de la berma, que se producen al ser colocado un eje de 18 kips en la misma posición definida anteriormente. El resto de las variables son las mismas que se definieron en metodologías anteriores.

En este caso, dada la información de casos anteriores, se aplicó un pequeño ajuste lineal para acercarse más a la condición de TC = 80.4%, ya que en los casos anteriores se supuso suficiente llegar a 82 u 83% y no 80.4%, precisamente.

Los resultados obtenidos según este procedimiento aparecen en la Tabla 7:

Tabla 7. Cálculo de J a Partir de Deformaciones

Cálculo de J a Partir de Deformaciones					
Código Caso	Gradiente Térmico	Espesor	Deformación al aplicar la Carga	TC	J a Partir de Deformaciones
	$\Delta T$	h		$100 \cdot S_2/S_1$	
	[°F]	[in]	[in]	[%]	
C1F2H1	-11	9	0.037944	38	4.20
C2F2H1	-11	9	0.030370	72	3.36
C3F2H1	-11	9	0.026646	96	2.94
CAF2H1	-11	9	0.028405	83	3.14
(Ajuste)			0.028921	80.4	3.200
C1F1H1	0	9	0.036151	34	4.29
C2F1H1	0	9	0.028606	70	3.39
C3F1H1	0	9	0.024905	95	2.95
CAF1H1	0	9	0.026652	82	3.16
(Ajuste)			0.026972	80.4	3.200
C1F3H1	12	9	0.035760	34	4.31
C2F3H1	12	9	0.028225	70	3.40
C3F3H1	12	9	0.024509	95	2.96
CAF3H1	12	9	0.026264	82	3.17
(Ajuste)			0.026539	80.4	3.200
C1F4H1	24	9	0.037231	36	4.23
C2F4H1	24	9	0.029684	71	3.37
C3F4H1	24	9	0.025981	95	2.95
CAF4H1	24	9	0.027728	83	3.15
(Ajuste)			0.028162	80.4	3.200

El comportamiento de los valores de J está dentro de lo esperado en lo que se refiere a su relación con la TC. Valores de TC bajas, por ejemplo 35% y menos deben tener  $J = 4.3$  o más. Los pavimentos cuya TC alcance niveles muy altos (TC superiores o iguales a 80.4% deben tener J inferiores o iguales a 3.2).

La tabla anterior no permite visualizar diferencias significativas de J entre casos con distintos gradientes. Esto proviene de imponer que  $J = 3.2$  significa  $TC = 80.4\%$  para cualquier temperatura. Pero, de calcularse el promedio de TC de los ocho casos AASHO con barras para otros gradientes distintos, el resultado variaría muy poco debido a que la TC de un pavimento con barras está básicamente definida por las barras y no por su gradiente. Por lo tanto se considerará que el efecto del gradiente está debidamente incluido.

El proceso empleado aquí es uno -tal vez de muchos- cuya gran ventaja es asegurar la consistencia en lo que se refiere a la transferencia de carga al hacer la comparación. Sin embargo, no debe olvidarse que todos los resultados obtenidos son producto de evaluaciones con un programa de elementos finitos, y deben de todas formas ser calibrados empíricamente de alguna manera.

Los resultados obtenidos para J en función de la transferencia de carga quedan representados gráficamente en la Figura 2. A este respecto, resulta importante destacar que en la guía AASHTO, en la página III 120, sección correspondiente a recapados <sup>(2)</sup> se cita lo siguiente: «Para pavimentos JPCP y JRCP, determine el coeficiente de transferencia de carga J empleando las siguientes sugerencias»: [Tabla 8].

**Tabla 8 Relación Recomendada por AASHTO para la Determinación de J en Pavimentos JPCP y JRCP**

Porcentaje de Transferencia de Carga	J
> 70	32
50 - 70	35
< 50	40

De este modo, la curva representada en la Figura 2 tiene un respaldo que permite asegurar un adecuado nivel de precisión. Destaca que la relación determinada en este estudio es aún más conservadora que la que aparece en la Tabla 8, pudiendo deberse esto último a diferencias en la posición del punto de evaluación.

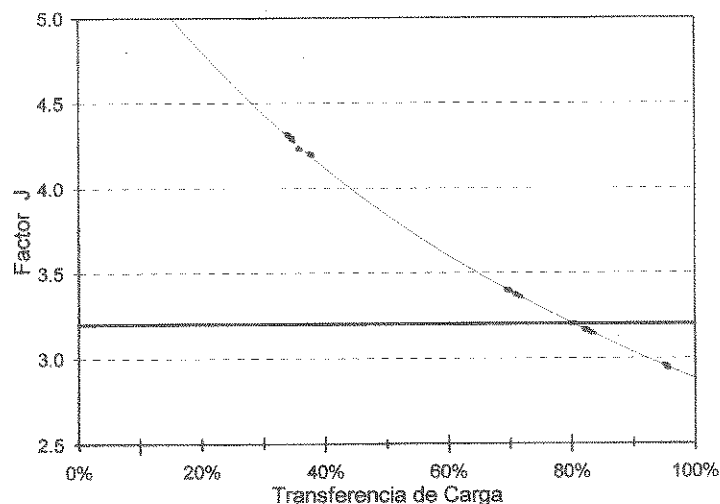


Figura 2 Relación J - Transferencia de Carga Calculada a partir de Deformaciones

## 4 VALIDACIÓN DE LA BASE DE DATOS EXISTENTE

### 4.1 La Base Datos Existente

Hacia fines de la década del 70, se inició un extenso programa de reconstrucción de los tramos más deteriorados de la ruta longitudinal y otros caminos de primera importancia chilenos. Por ello, y dada la magnitud de las inversiones, la Dirección de Vialidad inició en 1984 un proyecto para controlar y monitorear el comportamiento de pavimentos asfálticos y de hormigón. El estudio incluyó el análisis de 21 pavimentaciones de hormigón y 18 de asfalto.



El objetivo principal del proyecto fue desarrollar modelos de predicción de comportamiento que sirviesen de base a un sistema de evaluación económica, que a su vez operaría en un programa mayor orientado a la gestión integral de pavimentos. Un segundo objetivo fue el desarrollo de un programa de rehabilitación, orientado a la mantención de rutina y a rehabilitaciones mayores, que pudiera ser aplicado en pavimentos en servicio.

El análisis de los 21 pavimentos de hormigón fue llevado a cabo mediante convenios entre la Dirección de Vialidad y el Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales, IDIEM, dependiente de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. En la Figura 3 se ha graficado un mapa esquemático de su ubicación y en la Tabla 9 se ha dispuesto un resumen de sus características.

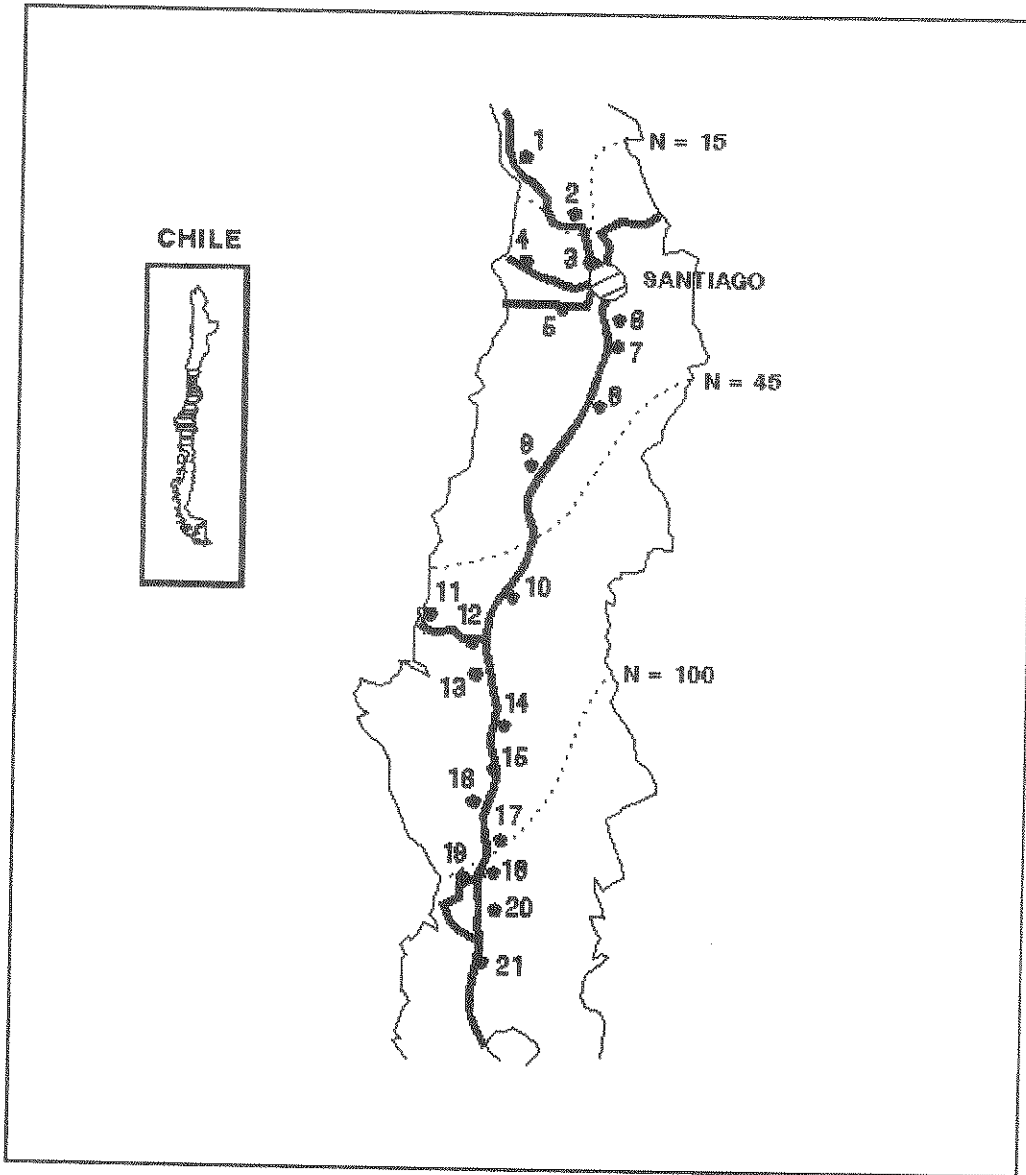
Para el estudio de estas 21 pavimentaciones, se realizaron múltiples mediciones y registros que son aún actualizados regularmente. En lo que se refiere a transferencia de carga, se cuenta con una base de datos que incluye información de deflexiones en varios puntos claves de una losa (entre ellas, las deflexiones en los mismos puntos usados en el capítulo anterior para los cálculos de TC), cuando ésta es sometida a la carga de un eje equivalente (de la misma forma usada computacionalmente en el capítulo anterior). La información antes citada fue tomada en terreno mediante bases de referencia profunda (BRP) ubicadas a 3 m de profundidad, durante los primeros años de vida del pavimento, en distintas temporadas y a distintas horas del día, cubriendo muchas veces ciclos que superaron las 24 hrs (<sup>22</sup>).

Lamentablemente, sólo se cuenta con información de este tipo para 18 de los 21 pavimentos del seguimiento, pero, por su tamaño y por todos los aspectos que incorpora la base de datos, puede ser considerada como una excelente fuente para evaluar la transferencia de carga de pavimentos chilenos.

Una posible limitación la constituye el hecho que las mediciones provienen, para cada pavimento estudiado, de una junta escogida como la junta con mayor abertura de un total de diez consecutivas. Por ello, podría ser que la junta instrumentada tuviese sistemáticamente una menor transferencia de carga por haber partido con una abertura inicial de construcción mayor al promedio. Pero, por otro lado, como las mediciones provienen sólo del primer tercio de vida de los caminos, podría esperarse también que la base de datos muestre TCs altas debido al escaso desgaste por fricción, debido al poco tránsito.

En síntesis, para usar correctamente la base de datos disponible deberán asegurarse los siguientes puntos:

- 1.- El empleo de información proveniente de sólo una junta por contrato testigo deberá ser, en promedio, representativa de todo el resto del contrato. Es decir, los valores a emplear deben ser -en promedio- buenos indicadores de lo que ocurre con la TC media de los contratos.
- 2.- El empleo de la TC de la junta instrumentada durante sus primeros años de vida deberá ser representativo de toda la vida útil del pavimento. Es decir, los valores a emplear deben ser consistentes con lo que en realidad ocurre con la TC media en tiempo.

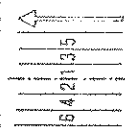


**Figura 3** Mapa Esquemático de las Zonas Testigo  
(Las líneas punteadas indican número de días con nivel de precipitaciones superior a 5 mm)

**TABLA 9 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LAS ZONAS TESTIGO**

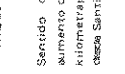
Camino	Zona testigo N°	Lugar	PK gsp	Carretil	Pavimento		Fecha de construcción ZY	Tean. sato	Orografía		Clima				Perfil longitud. long.	Suelo fundación (U.S.C.S.)	N.F. (m)	Longitud losa (m)	Espesor losa (cm)	Espesor bermas (cm)	Tipo bermas	Drenaje lateral long.
					Nivel	Rep.			LL	OND	MD	MDN	Lluvia	Temo. media								
Long. Norte	1	Longotoma	160.05	2	S/A		19.11.83	M							C	ML	-	3.70-4.80	23.0	- 46	DTA	si
	2	Cuesta las Chiticas	70.40	4	S/H		23.09.81	P							T	GL	-	4.49-5.38	22.5	- 46	CH	no
	3	Cruce Lampa	18.78	3	S/H		22.08.84	P							T	CH	3.4	3.39-3.64	23.5	- 74	DTA	si
Santiago Valpar.	4	La Viquez	85.26	3			19.01.85	P							T	SM	3.0	3.44-3.55	26.0	+ 46	DTA	si
	5	Talagante	37.00	3			11.75	P							T	GC	-	3.49-5.40	22.0	- 53	DTA	no
Long. Sur	6	Paine	53.55	4	S/A		16.05.83	P							T	SP	-	4.20-4.60	24.0	+ 66	DTA	no
	7	Generos	74.15	4	S/H		20.05.83	P							T	GP	-	3.55-4.55	25.0	+ 66	DTA	no
San Fernando	8	San Fernando	145.08	1	S/H		01.03.83	P							T	SM	-	3.67-4.25	23.0	- 55	DTA	no
	9	San Rafael	335.20	2	S/A		08.06.83	P							C.T	SM	-	3.72-4.50	22.5	- 41	DTA	si
Cabrero Concep.	10	Cocharcas	391.38	1	S/H		13.04.82	P							T	GP	2.0	4.46-4.58	21.0	- 71	DTA	no
	11	Concepción	73	4	S/A		22.11.84	P							C.T	ML	-	3.50	23.0	0	CH	si
Long. Sur	12	Cabrero	456.79	2	S/H		28.04.84	P							T	SC	2.6	3.45-3.55	22.0	- 66	DTA	no
	13	Laja	477.21	2	S/H		20.07.82	P							T	SP	2.6	4.39-4.64	21.0	0	DTA	no
Cruce Esperanza	14	Cruce Esperanza	562.06	1	S/H		18.04.79	M							T	SM	-	4.36-4.84	21.0	- 58	DTA, CH	no
	15	Victoria	614.45	2	S/H		14.06.84	M							C	ML	-	4.00	22.5	- 75	DTA	si
Temuco	16	Temuco	667.00	2	S/H		09.06.81	M							T	CL	-	4.38-4.62	21.0	+ 59	DTA	no
	19	Mazquina	789.20	2	S/H		29.04.83	M							T	ML	-	4.38-4.96	23.0	- 84	DTA	no
Rio Bueno	21	Rio Bueno	903.00	2	S/H		26.01.83	M							C	ML	1.5	4.50	21.5	- 52	DTA	no
	17	Goscha	725	1			07.04.83	M							C	GM	3.0	4.45-4.54	22.0	- 42	DTA	si
Latterra	18	Lanchoche	745	1			13.10.84	M							C	CL	-	3.80-4.30	22.0	+ 79	DTA	si
	20	Mafil	798	2			16.12.83	M							T	GM	2.0	4.33-4.84	23.0	- 59	DTA	no

**DEFINICION DE CARRILES**



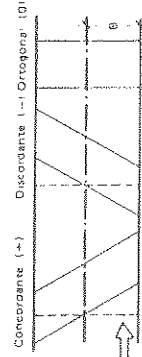
(1) : Km local  
 B, P, P. : Base de referencia profunda  
 C : Corte  
 T : Terrapien  
 NF : Profundidad de napas freáticas  
 B : Ancho losa (3.50 m)  
 DTA : Doble tratamiento asfáltico  
 CH : Cunetas de normigon

**SIMBOLOGIA PERFILES LONGITUDINALES**



**CLIMAS**

DIAS DE LLUVIA (pp > 5 mm)		TEMPERATURAS MEDIAS °C		DIFERENCIAS TERMICAS °C	
P	Poco lluvioso	< 15	G	Muy frío	< 10
N	Normal	15 - 45	F	Frío	10 - 12
L	Lluvioso	45 - 90	T	Templado	12 - 14
D	Muy lluvioso	> 90	C	Caluroso	> 14



ESVIAJE

## 4.2 La TC en la Junta Instrumentada como Estimador de la TC Media

Para estos efectos, conviene recordar que la junta instrumentada fue definida como la junta más abierta de un total de diez juntas consecutivas, pretendiéndose con esto estudiar el caso más desfavorable. Además, en ese momento el programa de Seguimiento de Pavimentos encontró que la abertura de junta parecía seguir un comportamiento cíclico, observándose que cada cerca de seis losas se presentaba una abertura superior al promedio del resto.

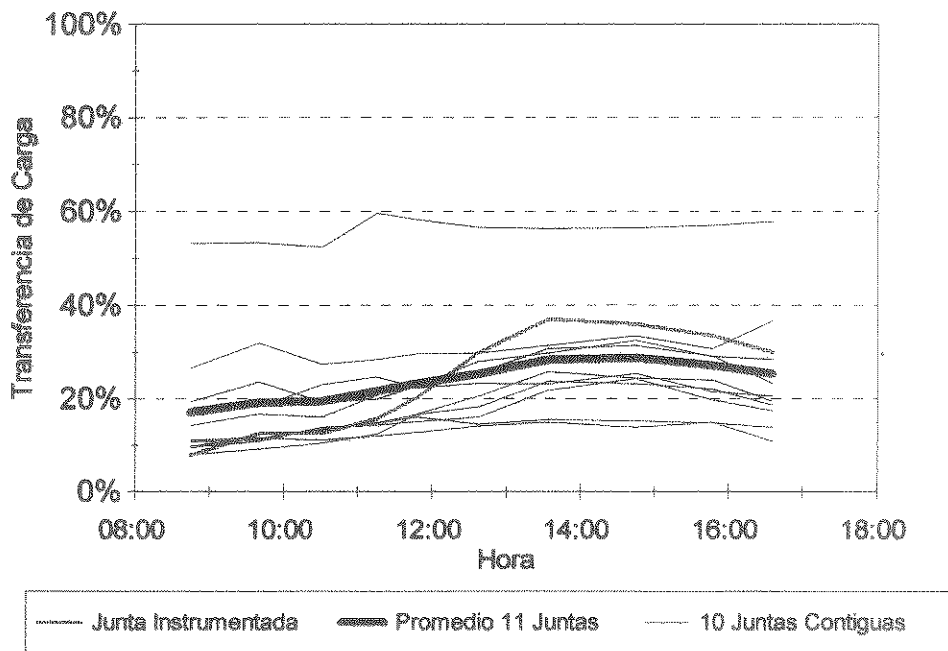
De este modo, es posible que la junta de la cual se está obteniendo la información, es decir la instrumentada, entregue valores de TC más bajos que el promedio. Para verificar esta suposición debe observarse el comportamiento de la TC con respecto al resto de las juntas.

Para tal efecto, se midió con Deflectómetro de Impactos o Falling Weight Defletometer (FWD) la transferencia de carga en diez juntas contiguas a la junta instrumentada. Dado que la transferencia de carga depende fuertemente de la temperatura y por tanto evoluciona a través del día, estas mediciones con FWD debieron ser realizadas cíclicamente, obteniéndose curvas de evolución de la TC en el día (Figuras 4 a 10). Por ejemplo, en la Figura 4 las curvas finas representan cómo evolucionó la TC el día 25 de mayo de 1996, en las 10 juntas (5 anteriores y 5 posteriores) contiguas a la losa instrumentada, en la zona testigo de Longotoma. Por su parte, la curva destacada representa la transferencia de carga en la junta instrumentada y la gruesa, el promedio de las 11 juntas; siendo este último valor el mejor estimador del valor real de TC en esa zona testigo, aquel día.

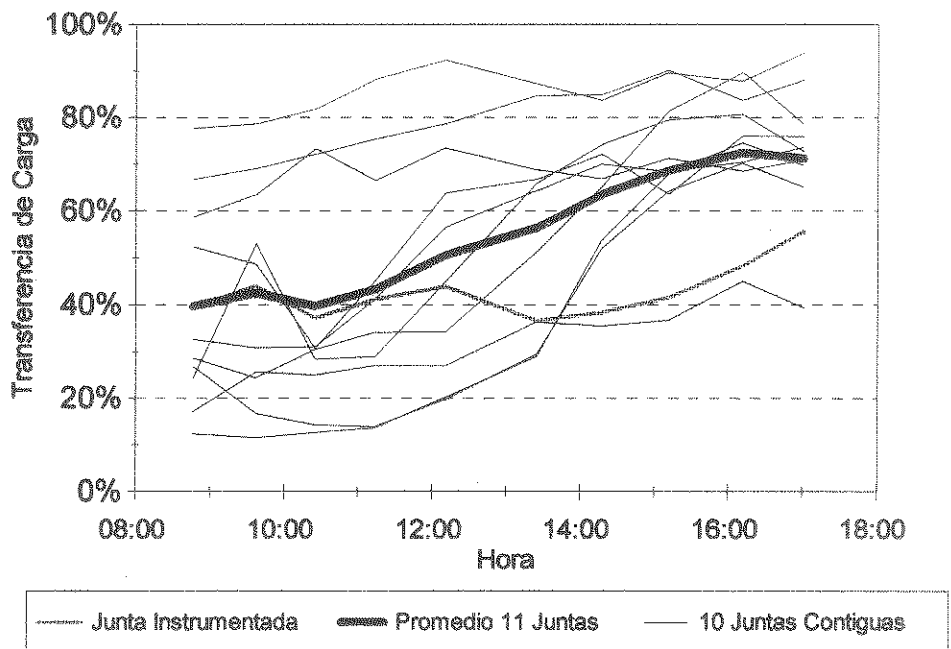
Así, para evaluar si una medición de TC en la junta instrumentada es representativa del valor real de la TC, lo más razonable es comparar las curvas de la junta instrumentada (destacada) y la de la media (gruesa).

Una simple inspección visual de la evolución de la TC en los días en que la medición fue realizada lleva a concluir lo siguiente:

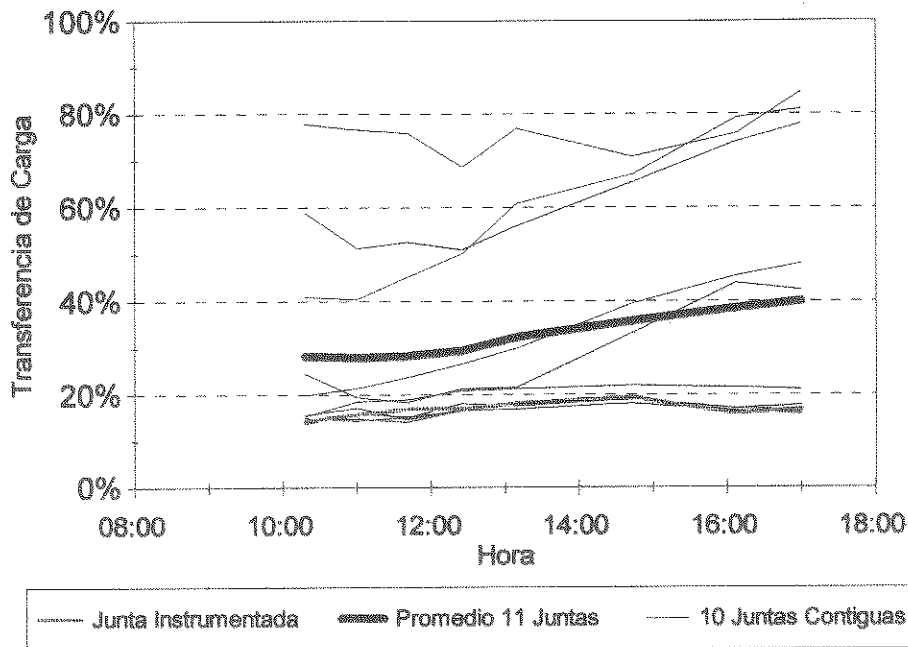
- En dos casos, Paine y Graneros, la dispersión es mínima y las curvas de la media y de la instrumentada prácticamente se cofunden. Cabe notar que, además, los comportamientos generales de ambas son similares.
- En un caso, Longotoma, la media y la instrumentada se entrelazan obteniéndose un resultado final de un error aceptable; ya que una parte del día la media sería subevaluada y otra sobreevaluada.
- En Lampa y Talagante, la junta instrumentada prediría bien la media de la TC sólo en las primeras hora de la mañana, quedando el resto del día en valores tal vez demasiado bajos.
- En Lo Vásquez, la media estaría subevaluada durante todo el día.
- En San Fernando, la media estaría sobreevaluada durante todo el día.

**A**

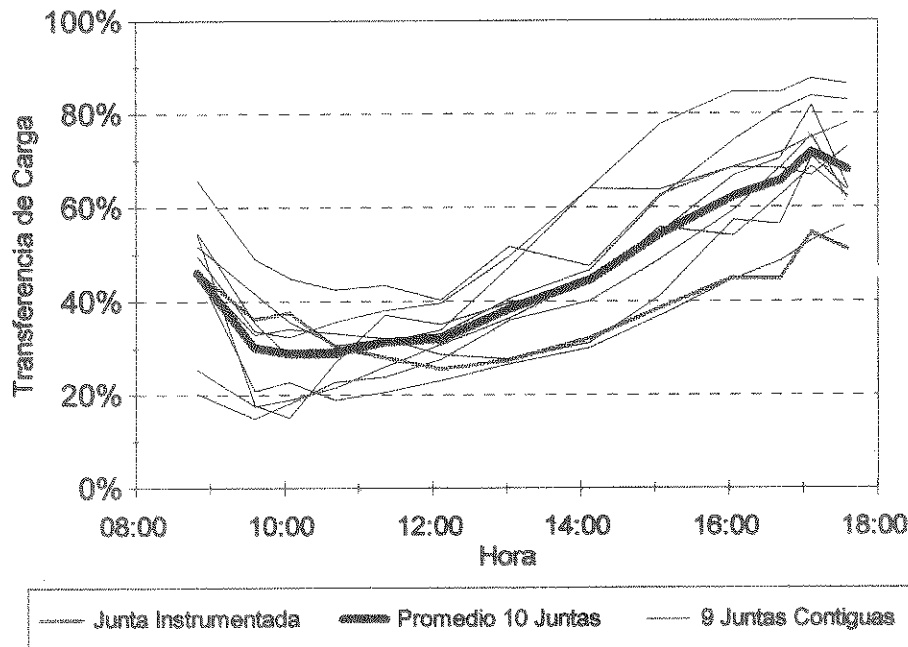
**Figura 4** Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
Zona Testigo 1, Longotoma      Fecha: 25 Mayo 1996



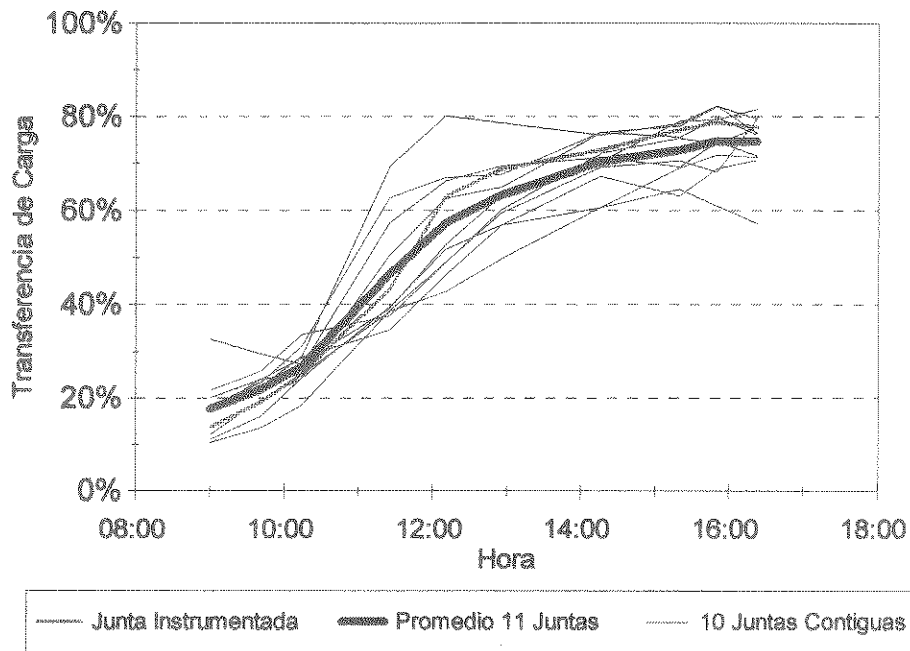
**Figura 5** Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
Zona Testigo 3, Lampa      Fecha: 28 Mayo 1996



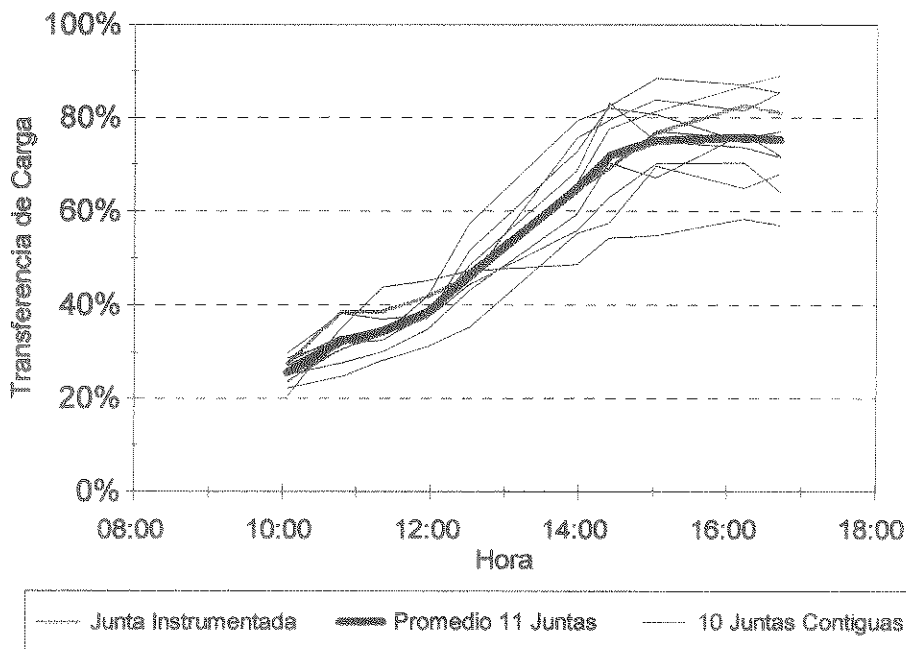
**Figura 6** Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
 Zona Testigo 4, Lo Vásquez Fecha: 14 Mayo 1996



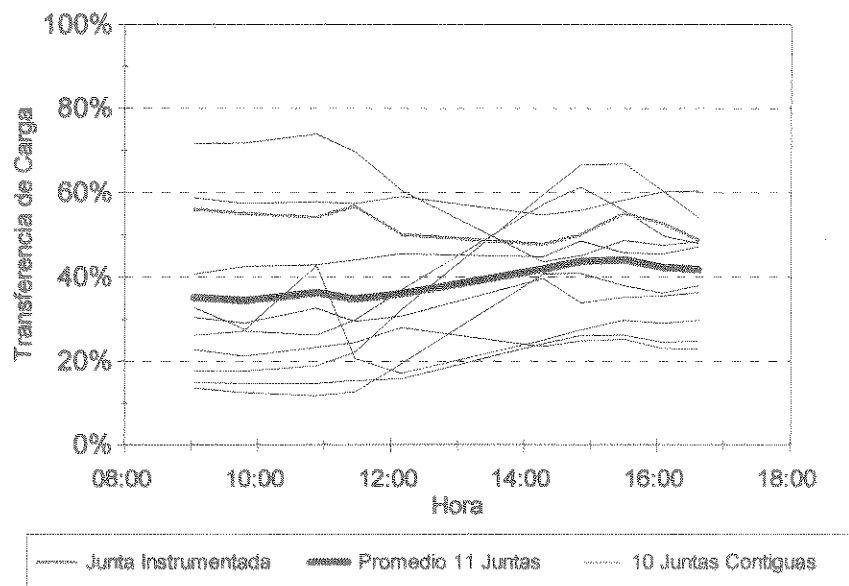
**Figura 7** Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
 Zona Testigo 5, Talagante Fecha: 10 Mayo 1996

**A**

**Figura 8** Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
 Zona Testigo 6, Paine Fecha: 31 Mayo 1996



**Figura 9** Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
 Zona Testigo 7, Graneros Fecha: 30 Mayo 1996



**Figura 10 Evolución Diaria de la Transferencia de Carga medida con FWD  
Zona Testigo 8, San Fernando Fecha: 29 Mayo 1996**

De lo anterior no se puede concluir nada en forma definitiva. Por tal motivo, se llevó a cabo un análisis estadístico de cada una de las zonas testigo y además un análisis global de toda la información en conjunto, es decir, para cada hora, en todas las zonas testigo estudiadas. Se comparó la diferencia del valor medio de la TC en las 11 juntas a esa hora, con el valor de la TC en la junta instrumentada, a esa hora\*.

La prueba estadística realizada se basa en que si el valor real de la transferencia de carga, a su vez bien representado por la media de 11 juntas, TCM, puede ser predicho por la transferencia de carga en la junta instrumentada, TCI, entonces, la diferencia  $X = TCI - TCM$  sigue una distribución normal de media cero. Al mismo tiempo, mientras menor sea la dispersión de la función así generada, menor será el error esperado para el estimador TCI.

La prueba a utilizar se basa en el teorema que establece que, si una variable  $X$  (una diferencia) sigue una distribución normal de media  $\mu$  y varianza  $\sigma^2$  desconocidas\*\*, entonces, la muestra  $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$  (la campaña de mediciones realizadas con FWD) sigue también una distribución normal, y

\* Este análisis estadístico global tiene validez ya que la metodología empleada para determinar  $J$  no parte de la determinación de un valor de TC único (promedio) para cada zona testigo, sino que de una distribución diaria estacional de TC que a su vez determina una distribución diaria estacional de  $J$ , a ser ponderado posteriormente según una distribución diaria de EE acumulados.

\*\* Inicialmente la media y la varianza son desconocidas. La prueba estadística permitirá determinar sus posibles valores, o la validez de determinadas hipótesis.





además se satisface que la variable definida en la Ec. 18 sigue una distribución t de Student con n-1 grados de libertad.

$$T = \frac{\bar{X} - \mu}{S/\sqrt{n}} \quad (18)$$

Donde X es la media y S es un estimador de la desviación estándar de la población definido como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (19)$$

Así, se puede asegurar que

$$P\left(-t_{\alpha/2} < T = \frac{\bar{X} - \mu}{S/\sqrt{n}} < t_{\alpha/2}\right) = 1 - \alpha \quad (20)$$

Como resultado, para la hipótesis bilateral:

$$H_0: \mu = \mu_0$$

$$H_1: \mu \neq \mu_0$$

el rechazo de  $H_0$  en un nivel de significancia  $\alpha$  resulta cuando el estadístico t, calculado como

$$t = \frac{\bar{X} - \mu_0}{S/\sqrt{n}} \quad (21)$$

excede a  $t_{\alpha/2, n-1}$  o es menor a  $-t_{\alpha/2, n-1}$ , según lo confirma la Ec. 20.

En síntesis, se calculará el estadístico t definido en la Ec. 21 para la muestra de la variable aleatoria X, y se comparará su valor absoluto con  $t_{\alpha/2, n-1}$ , a fin de verificar la aprobación o rechazo de  $H_0: \mu = 0$ , dado un determinado nivel de significancia  $\alpha$ .

Antes de presentar los resultados, debe quedar claro que «la aceptación de una hipótesis implica tan sólo que los datos no proporcionan evidencia suficiente para refutarla. Por otro lado, el rechazo implica que la evidencia de la muestra la refuta. Puesto de otra manera, el rechazo significa que hay una pequeña probabilidad de obtener la información muestral observada cuando, de hecho, la hipótesis es verdadera»<sup>(23)</sup>.

**Tabla 10 Resultados del Test T al Analizar la Variable X = TCI - TCM**

Zona Testigo	Núm. de Obs. en el día, en cada junta	X = TCI - TCM		Valor t de la Muestra	t crítico ( $\alpha = 5\%$ )	¿Predice bien la media?	Tipo de error
		Media (%)	$\sigma$ (%)				
Longotoma	10	0.5	6.6	0.023	2.262	SI	OK
Lampa	10	-12.12	10.7	-3.388	2.262	NO	Subevalúa
Lo Vásquez	8	-15.74	4.3	-9.662	2.365	NO	Subevalúa
Talagante	13	-8.03	9.5	-2.941	2.179	NO	Subevalúa
Paine	10	1.41	3.6	1.170	2.262	SI	OK
Graneros	10	2.83	2.9	2.902	2.262	NO	Sobreevalúa
San Fernando	10	13.67	6.0	6.797	2.262	NO	Sobreevalúa
<b>Total</b>	<b>71</b>	<b>-242</b>	<b>11.5</b>	<b>-1.769</b>	<b>1.994</b>	<b>SI</b>	<b>OK</b>

La media de X indica qué tan alejado está el predictor del valor real, mientras que su dispersión indica si la «forma» de ambas curvas (TCI, TCM) es parecida. Así, en casos como Lo Vásquez, las curvas son parecidas pero existiría una diferencia sistemática (media elevada con baja dispersión), mientras que en otros casos como Longotoma no existe diferencia sistemática pero las curvas no son tan «parecidas» (baja media esta vez con dispersión más elevada).

En el conjunto global, X se comporta con media muy cercana a cero: -2.42%. Esto significa que es de esperarse que el error sistemático sea de ese orden, lo que resulta aceptable. Por otra parte, la desviación de 11% da cuenta de la aleatoriedad esperada en el error, asumiéndose que este valor es absolutamente aceptable para estudios de esta naturaleza. De este modo, el valor medio (esperado) para el error TCI-TCM es:

$$\delta (TCI - TCM) = -2.42\% \pm 11.45\% \quad (22)$$

Para saber si en definitiva pueden estos resultados ser considerados satisfactorios, se realizó el test de hipótesis con  $H_0: \mu = 0$  para el grupo de las siete zonas testigo estudiadas (ennegrecido en la Tabla 10). Los resultados indicaron que, en términos globales, de acuerdo a mediciones efectuadas en 1996 por medio de FWD, con un nivel de significancia de  $\alpha = 5\%$ , la transferencia de carga medida en la junta instrumentada puede ser considerada, en promedio, un predictor del valor medio de la transferencia de carga.

Convendría destacar, eso sí, que el t de la muestra total es apenas superior al valor de -It crítico, lo que estaría indicando que la condición estaría cerca de no cumplirse. De ser así, el rechazo ocurriría por subevaluación de TCM por parte de TCI. Esto significaría que la TC de la junta instrumentada sería, con un nivel de significancia de  $\alpha = 5\%$ , menor que la transferencia de carga promedio. Lo anterior sería absolutamente lógico si se considera que la junta instrumentada fue definida como la junta con mayor abertura.

Una revisión caso a caso de la misma hipótesis indica que, como era de esperarse, en algunos casos el valor medio estaría subevaluado, en otros estaría correcto, y en otros sobreevaluado\*. Esto no significa que sólo podrá calcularse el J en un reducido número de casos, pues bien se sabe que la metodología empleada no busca determinar en forma exacta el J en cada zona testigo, sino determinar el mejor valor de J para cada caso, a fin de poder posteriormente realizar recomendaciones geográficas y/o realizar un retroanálisis del método de diseño AASHTO 93\*\*; es decir trabajar con un conjunto de datos.

En síntesis la evidencia de la muestra permite establecer que:

- 1.- Puede usarse la TC en la junta instrumentada para estimar la TC media ( $\alpha = 5\%$ ).
- 2.- La TC en la junta instrumentada no resulta ser inferior a la media ( $\alpha = 5\%$ ).

\* Destaca el caso de Graneros, que fue rechazado por el análisis estadístico aunque ambas curvas difieran muy poco; debiéndose esto último a que existiría una ligera tendencia sistemática de la curva TCI a estar sobre TCM, según se observa en la Fig. 6.

\*\* A este respecto, otras variables algunas tan importantes como el tránsito o las seveciabilidad también serán estimadas, resultando unas zonas testigo sobrevaloradas y otras tantas subevaluadas, llegándose finalmente a resultados medios o generales aceptables.

### 4.3 Evolución de la TCI en el Tiempo, Verificación Recíproca de los Métodos de Base de Referencia Profunda (BRP) y FWD para Medición de TC

Resulta fundamental saber si la TC ha mostrado un detrimento en el tiempo. Lo anterior se basa en que, a medida que el tránsito se acumula, lo hace también el trabajo realizado por la junta; produciéndose un desgaste que derivaría en un supuesto claro deterioro de la transferencia de carga.

Por tal razón es necesario tener una idea del orden de magnitud de este decaimiento si es que existe. De ser significativo, los valores a emplear como transferencia de carga deberían ser alterados, ya que la base de datos de TC disponible sólo abarca, en promedio, el primer tercio de vida de diseño de los pavimentos.

Para verificar una suposición de este tipo se debe estudiar la evolución que sigue en el tiempo (en realidad, a medida que aumenta la sollicitación de tránsito acumulada) la TC de una misma junta. El estudio debe realizarse en una misma junta para evitar influencias no deseadas como la del ángulo con que se induce la grieta u otras.

Al analizar una junta, deben escogerse con mucho cuidado los valores que se comparan. En efecto, como la TC varía fuertemente con la temperatura, comparar dos días de invierno no es válido si además no se cumple, al menos dentro de ciertos rangos, que las temperaturas medias (se refiere a aquella de las losas) sean similares. En estricto rigor, el ideal sería poder comparar dos observaciones con temperaturas medias y gradientes térmicos que evolucionan de modo muy similar durante todo el día, ojalá midiendo en ambos con el mismo equipo.

El problema fue resuelto estudiando la junta instrumentada de las zonas testigo de Lampa, Lo Vásquez, Talagante, Paine, y San Fernando, donde se dispone de mediciones de TC entre 1986 y 1989 mediante BRP, y de mediciones de TC por FWD en mayo de 1996. Para enfrentar la restricción térmica, se buscaron en cada caso mediciones con BRP de días con comportamiento térmico parecido al observado el día de la medición con FWD, y recién entonces se procedió a comparar los valores de TC en el tiempo.

Con respecto al error que podría inducirse debido a la diferencia de métodos de medición, no hay razones teóricas que hagan presuponer un error sistemático, por lo que los valores de una muestra como esta serían comparables.

Dado el alto nivel de tránsito al que están sometidas las zonas testigo, el intervalo de tiempo considerado resulta suficiente para observar un posible decaimiento en la TC debido al desgaste ocasionado por la fricción y erosión. Cada caso aparece en las Figuras 11 a 20, en las que se ha colocado la TC y la TM a lo largo del día en forma alineada, una zona testigo por página, de modo de observar claramente cualquier tendencia debida a causas de tipo temporales.

La revisión gráfica (aquí no es posible realizar ningún test estadístico) permite establecer que no existe ninguna tendencia clara. De existir una baja generalizada de la TC al acumularse el tránsito, ésta sería muy pequeña (en promedio, no más de 8%). Esto quiere decir que, en sus primeros 10 años sería normal observar decaimientos de TC de del orden de 5%.

Por lo tanto, los valores de la base de datos debieran ser reducidos ligeramente para representar adecuadamente el promedio de la vida util de cada pavimento.

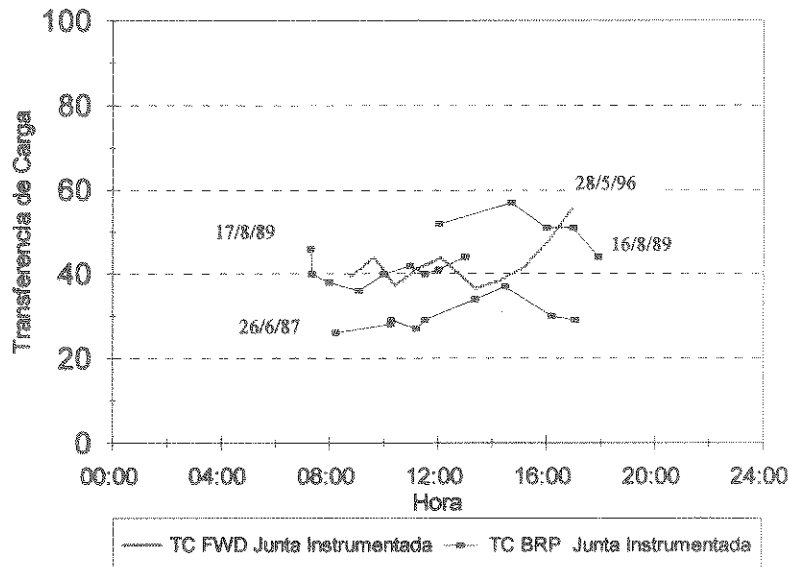


Figura 11 Comparación de la TC en Distintas Épocas de la Vida Útil bajo Condiciones de Temperaturas Similares. Zona Testigo 3, Lampa

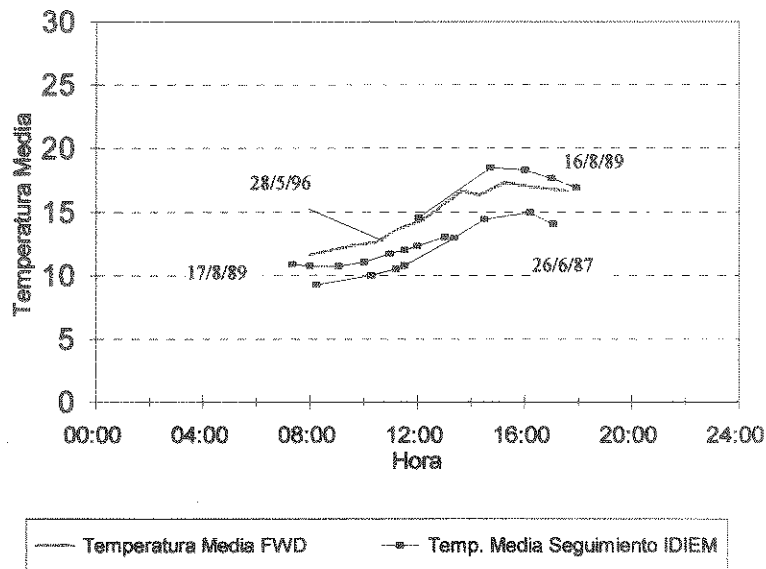


Figura 12 Evolución de la Temperatura Media de los días Comparados Zona Testigo 3, Lampa

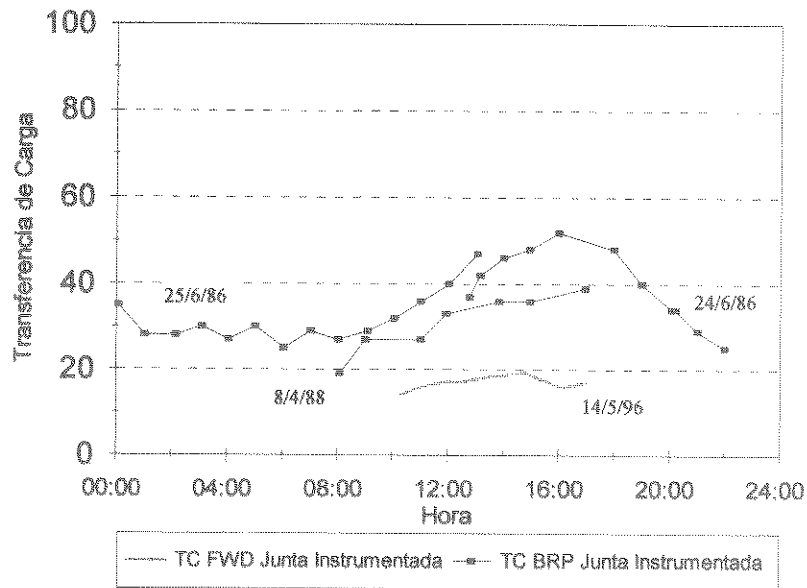


Figura 13 Comparación de la TC en Distintas Épocas de la Vida Útil bajo Condiciones de Temperatura Similares. Zona Testigo 4, Lo Vásquez

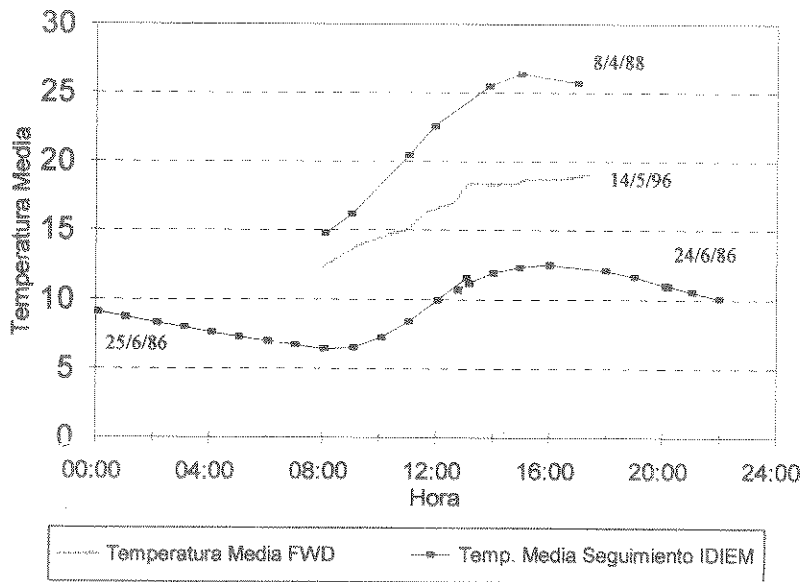


Figura 14 Evolución de la Temperatura Media de los días Comparados Zona Testigo 4, Lo Vásquez

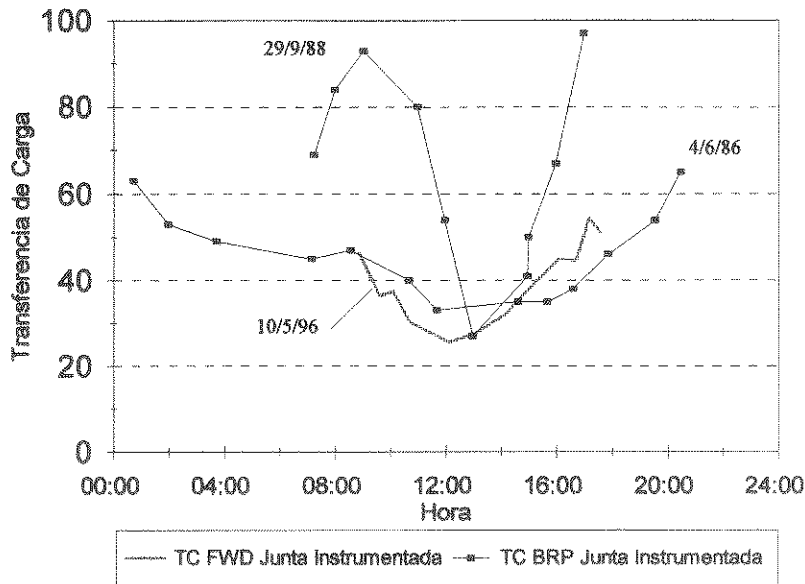


Figura 15 Comparación de la TC en Distintas Épocas de la Vida Útil bajo Condiciones de Temperatura Similares. Zona Testigo 5, Talagante

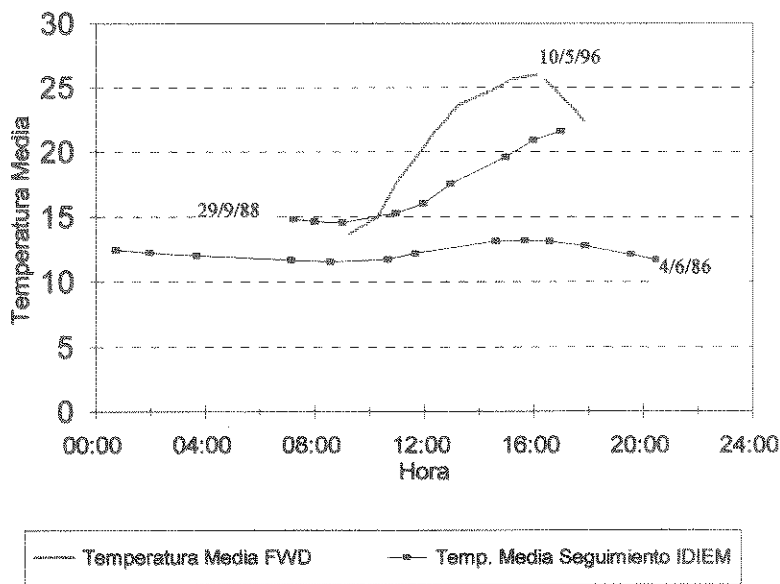


Figura 16 Evolución de la Temperatura Media de los días Comparados Zona Testigo 5, Talagante

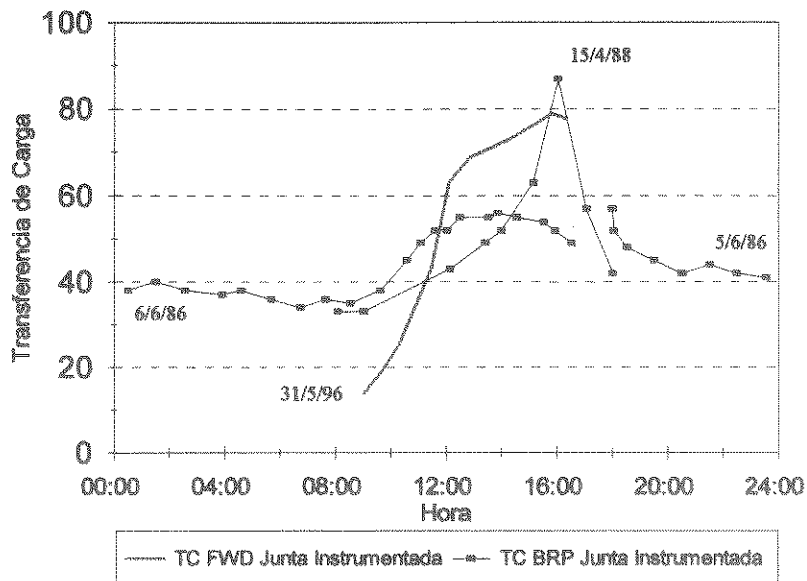


Figura 17 Comparación de la TC en Distintas Épocas de la Vida Útil bajo Condiciones de Temperatura Similares. Zona Testigo 6, Paine

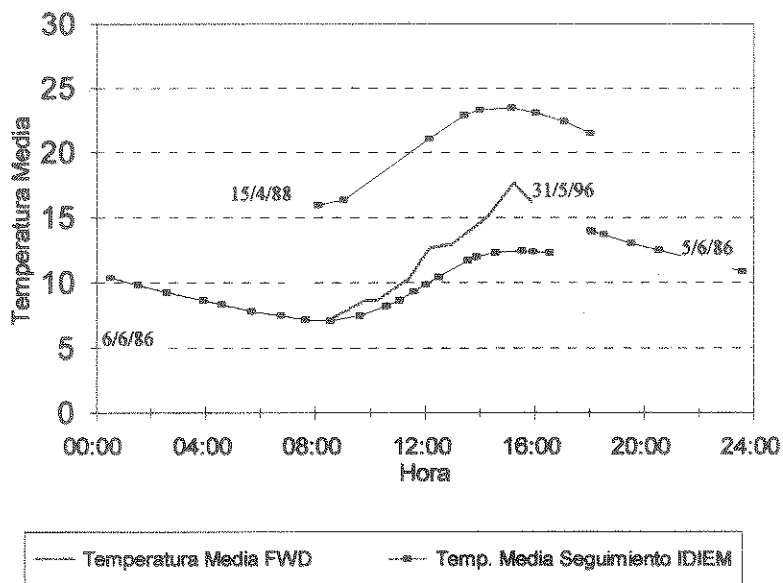


Figura 18 Evolución de la Temperatura Media de los días Comparados Zona Testigo 6, Paine

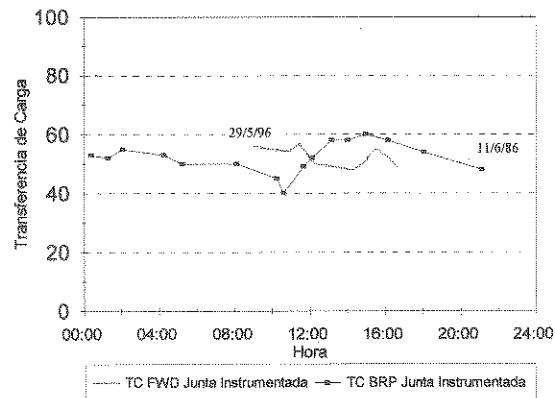


Figura 19 Comparación de la TC en Distintas Épocas de la Vida Útil bajo Condiciones de Temperatura Similares. Zona Testigo 8, San Fernando

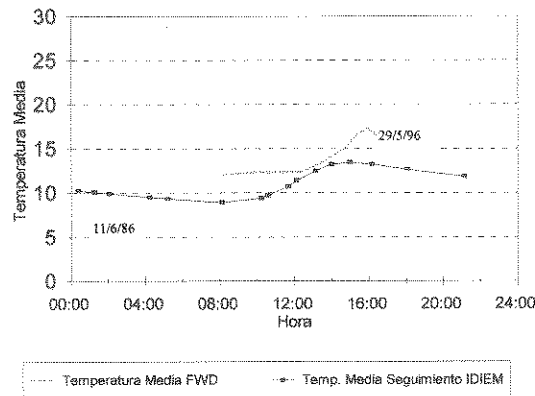


Figura 20 Evolución de la Temperatura Media de los días Comparados Zona Testigo 8, San Fernando

#### 4.4 Consideraciones Finales

Finalmente, se decidió no alterar los valores por el concepto discutido en el capítulo anterior, pues el efecto que se detecta tendería a anularse con la suave tendencia a la baja que muestra la TCI con respecto a la TCM.

Con respecto al empleo de la base de datos:

- 1.- Se debe tener en cuenta que las anteriores consideraciones acerca de la base de datos (Capítulos 4.2 y 4.3) obligan a considerar los resultados del trabajo que se realice con ella como conjunto, nunca como zona testigo individual.
- 2.- El uso de la TCI de una zona testigo para calcular el J de una zona testigo está conceptualmente incorrecto y no tiene validez estadística alguna.
- 3.- La TCI deberá emplearse para generar los Js de todas las zonas testigo y obtener así una, o a lo más dos recomendaciones, derivadas cada una de un promedio de valores de J (de varias zonas testigo).
- 4.- A este respecto debe recordarse además que todas las variables del método de diseño de pavimentos AASHTO 93 emplea valores medios.



## **5. GENERACIÓN DE VALORES RECOMENDADOS PARA J EN PAVIMENTOS CHILENOS**

### **5.1 Descripción General de la Metodología de Cálculo**

El procedimiento seguido para determinar los valores del parámetro J es el siguiente:

- 1.- Se separó la base de datos por zonas testigo.
- 2.- Se separaron las mediciones de TC de acuerdo a las distintas épocas del año (otoño, invierno, primavera y verano).
- 3.- Para cada caso se generó un gráfico que incluye la variación horaria de la TC. Esto significa incluir en un sólo gráfico todas las mediciones de TC que corresponden a una misma estación, no importa el año que sea. (Se incluye el caso de Lampa, Figuras 21, 22, 23 y 24).
- 4.- Para cada caso se generó gráficamente un promedio representativo para intervalos de tiempo de 2 horas. En los casos en que la información era muy poca para establecer con claridad un comportamiento, se recurrió a extrapolar estaciones del año vecinas y zonas geográficas cercanas. (Aparece como línea continua en las Figuras 21 a 24)
- 5.- Lo anterior permitió obtener una nueva base de datos con 864 valores medios de TC (18 zonas testigo x 4 estaciones del año x 12 intervalos de dos horas).
- 6.- Para cada uno de los 864 valores, se calculó el J respectivo a través de la relación definida en el capítulo 3. Es decir, se dispone ahora del comportamiento de J a través del día, para cada una de la estaciones del año en 18 zonas testigo.

El paso siguiente fue buscar una forma de determinar un valor J para cada estación (día promedio de esa estación). Lo anterior debe hacerse considerando que, en pavimentos con trabazón mecánica, existe gran diferencia en el comportamiento de la TC entre la condición nocturna y la diurna; y además de ello, la circulación en nuestro país presenta gran diferencia en el tránsito (EE) que circula en cada condición. Luego,

7. Para determinar un J que sea representativo del día completo, se calculó un promedio ponderado de los 12 valores que se disponen para cada día, donde la ponderación corresponde a la fracción que representan esas dos horas en el total diario de ejes equivalentes. Para lo anterior se recurrió a información estratigráfica-horaria de un camino transversal considerado como tipo. (Figura 25)

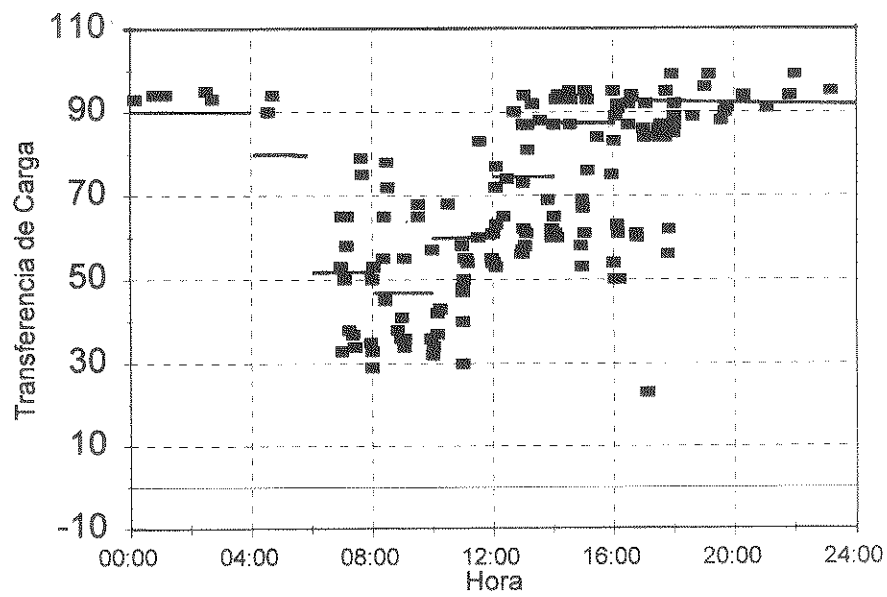


Figura 21 Distribución Horaria de la Transferencia de Carga  
ZT 3 Lampa Primavera

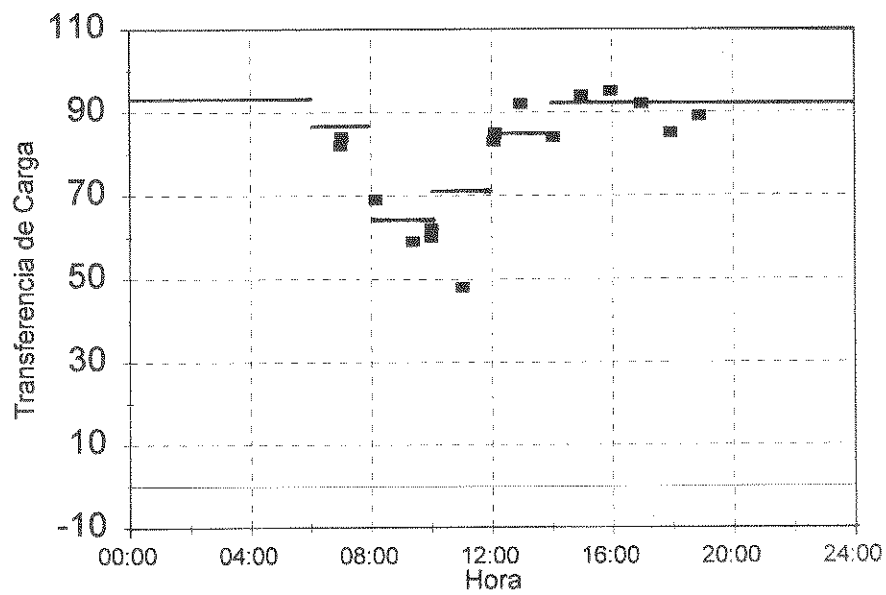


Figura 22 Distribución Horaria de la Transferencia de Carga  
ZT 3 Lampa Verano

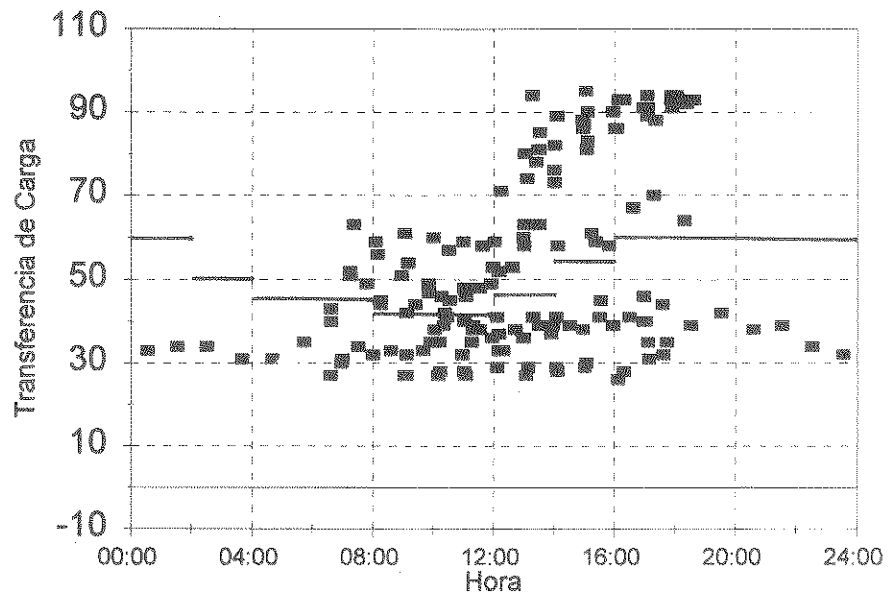


Figura 23 Distribución Horaria de la Transferencia de Carga  
 ZT 3 Lampa Otoño

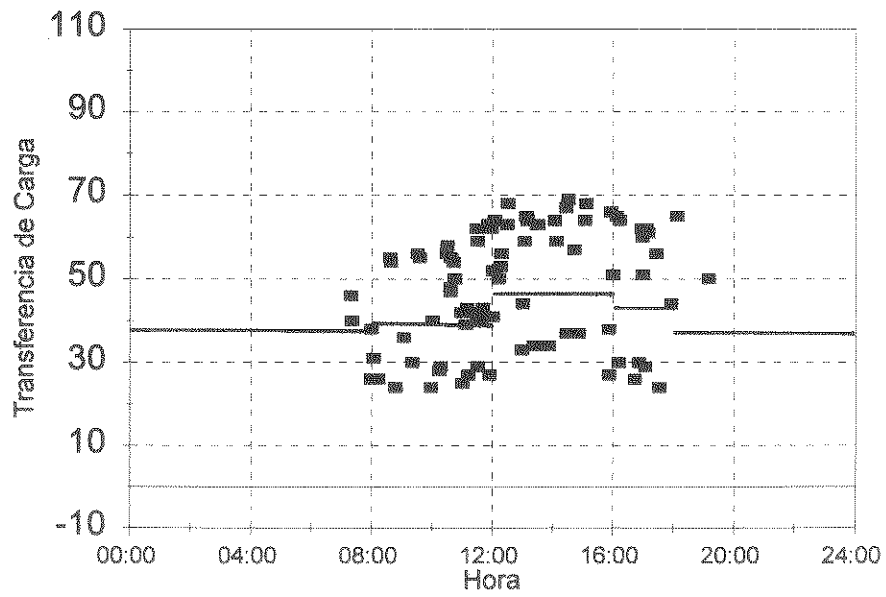


Figura 24 Distribución Horaria de la Transferencia de Carga  
 ZT 3 Lampa Invierno

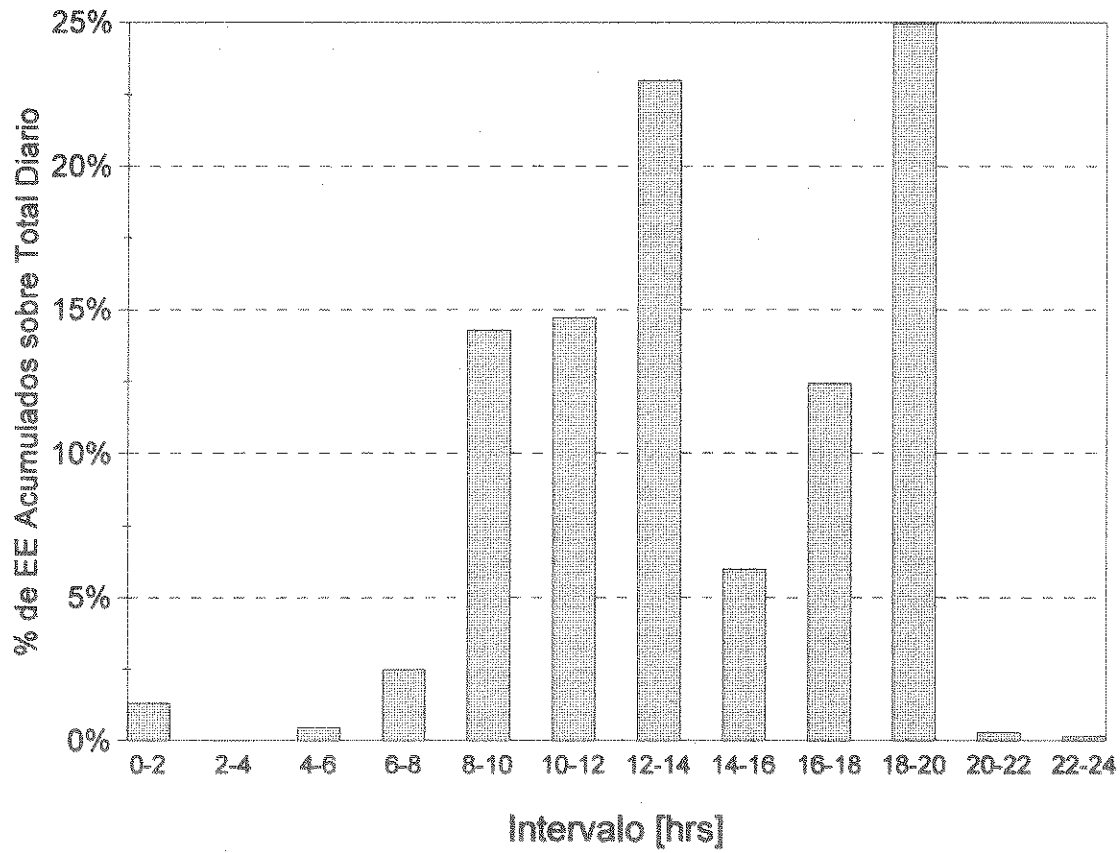


Figura 25

Distribución Horaria del Tránsito Acumulado

## 5.2 Valores Finales de J

Los resultados finales para cada uno de los pavimentos estudiados aparecen en la Tabla 11. Realizando las separaciones geográficas adecuadas, y calculando promedios zonales se han obtenido recomendaciones para J. De este modo, los resultados de este informe permiten concluir que los valores de J a emplear en nuestros pavimentos deben ser del orden de  $J=3.6$  para la zona centro y  $J=3.3$  para la zona sur.

En la zona centro los valores fluctúan entre 3.39 y 3.81, con una media de 3.59 y error esperado de  $\pm 0.11$ . Con esto, sería lógico recomendar aquí el rango **3.5 - 3.7**. Por su parte, en la zona sur, los valores fluctúan entre 3.08 y 3.55, con una media de 3.33 y error esperado de  $\pm 0.14$ . Con esto, siguiendo el mismo criterio, sería lógico recomendar aquí el rango **3.2 - 3.5**, dejando a la experiencia del usuario el valor específico a emplear.

Resulta claro que, al avanzar hacia el sur, los valores de J bajan drásticamente, reflejándose la información de la base de datos de TC. Por ejemplo, el valor máximo para la zona definida como sur es precisamente el punto ubicado más al norte dentro de este grupo. En todo caso, esta influencia climática era absolutamente esperable, pues ya en AASHTO se cita «...*lo normal es que los valores más altos [de J] estén asociados a pavimentos con bajos módulos de reacción de subrasante, altos coeficientes térmicos de hormigón, y grandes variaciones de temperatura*» (24). Por otro lado, es destacable el hecho que el valor máximo ( $J = 3.81$ ) corresponda a Lo Vásquez, zona testigo en que la junta instrumentada (BRP), y por lo tanto aquella que proporcionó la información de TC, posee un comportamiento evidentemente por debajo de la media (Fig. 6). Sin embargo, así como este J está muy alto, habrán otros que tal vez están muy bajos, obteniéndose en conjunto buenos resultados medios. A este respecto la pequeña desviación encontrada en ambas zonas geográficas es absolutamente satisfactoria, y refuerza la idea que ambos comportamientos -centro y sur- están bien representados por sus respectivas muestras.

En el caso de Concepción, pese a ser el único con berma pavimentada, el valor obtenido es aceptable en términos de la baja generalizada observada en los otros casos, con respecto a la recomendación AASHTO. Sin embargo, este valor no puede ser tomado como recomendación. Sólo puede establecerse que es absolutamente esperable que el valor de J de pavimentos chilenos con berma pavimentada y juntas sin refuerzo está por debajo del rango que recomienda AASHTO ( $J = 3.6$  a  $4.4$ ).

Por último, se recuerda nuevamente que los resultados de este estudio no son definitivos. Los valores pueden ser cambiados -tal como lo hizo la Task Force en el apéndice KK- una vez que se realice una calibración general del comportamiento de J en el método de diseño AASHTO 93. Desde este punto de vista, los resultados de este estudio deben ser considerados como los mejores posibles en base a la información disponible a este momento.

Tabla 11 Valores Finales de J para las Zonas Testigo

J A PARTIR DE MEDICIONES DE TC							
Ruta	PK	Zona Testigo	Valores Medios de *J				
			Otoño	Invierno	Primavera	Verano	AÑO
ZONA CENTRO:							
5 N	19	3 Lampa	3.83	4.07	3.32	3.16	3.596
68	85	4 Lo Vásquez	3.88	4.11	3.70	3.53	3.805
78	37	5 Talagante	3.54	3.85	3.20	2.99	3.394
5 S	54	6 Paine	3.79	4.06	3.12	2.99	3.488
5 S	74	7 Graneros	3.69	4.27	3.47	2.99	3.605
5 S	145	8 San Fernando	3.64	4.07	3.65	3.15	3.630
5 S	235	9 San Rafael	3.77	4.38	3.36	3.03	3.635
5 S	391	10 Cocharcas	3.61	3.90	3.67	3.03	3.554
		Media:	3.718	4.089	3.438	3.109	3.588
		D. Std.:	0.111	0.162	0.210	0.171	0.112
ZONA SUR:							
5 S	391	10 Cocharcas	3.61	3.90	3.67	3.03	3.554
5 S	456	12 Cabrero	3.49	3.83	3.44	2.99	3.436
5 S	477	13 Laja	3.36	3.64	3.26	2.99	3.311
5 S	562	14 C. Esperanza	3.57	3.53	3.44	3.03	3.393
5 S	614	15 Victoria	3.12	3.27	3.17	2.99	3.135
5 S	667	16 Temuco	3.37	3.76	3.33	2.99	3.361
5 S	725	17 Gorbea	3.29	3.77	3.09	2.99	3.286
5 S	745	18 Loncoche	3.38	3.78	3.08	2.99	3.308
5 S	789	19 Mariquina	3.10	3.16	3.07	3.00	3.083
5 S	798	20 Máfíl	3.39	3.72	3.48	3.22	3.451
		Media:	3.369	3.634	3.303	3.021	3.332
		D. Std.:	0.159	0.233	0.193	0.068	0.135
BERMA PAVIMENTADA:							
148	73	11 Concepción	3.05	3.14	2.96	2.97	3.031

\* Se ha incluido más de un decimal debido a que estos valores provienen de un trabajo estadístico.

**BIBLIOGRAFIA**

1. Forero, E.A. «Análisis del Método de Diseño AASHTO 1993 para Pavimentos de Hormigón en Chile», memoria para optar al grado de ingeniero civil, Universidad de Chile, 1996.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO Guide For Design of Pavement Structures 1993», pII25-II27, AASHTO, 1993.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO Guide For Design of Pavement Structures 1993», pII25, AASHTO, 1993.
4. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO Guide For Design of Pavement Structures 1993», pII26, AASHTO, 1993.
5. Darter M.J., Hall K.T., Kuo C.M. «Support Under Concrete Pavements», Final Report, investigación preparada para Transportation Research Board, University of Illinois, p 63 Diciembre 1994.
6. IDIEM - Dirección de Vialidad, «Seguimiento de Pavimentos de Hormigón», Informe Anual n°2 Mayo 1996, Vol I, IDIEM, Cap II, pp 3-5, 1996.
7. Highway Research Board. «The AASHTO Road Test, Report 5, Pavement Research». Special Report 61E. Publication N° 954, National Research Council, Washington D.C., pp 161-162, 1962.
8. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO Guide For Design of Pavement Structures 1986», Volume II, p KK6, AASHTO, 1986.
9. Ioannides A.M., Korovesis G.T. «Aggregate Interlock: A Pure-Shear Load Transfer Mechanism, Transportation Research Record 1286, National Research Council, Washington, D.C., pp 14-24., 1990.
10. Teller L.W. y Cashell H.D. «Performance of Dowels Under Repetitive Loading». Public Roads, Vol 30, N° 4, Abril 1958, pp 1-24
11. Kilareski W.P., Ozbeki M.A. y Anderson D.A. «Fourth Cycle of Pavement Research at the Pennsylvania Transportation Research Facility- Vol.4: Rigid Pavement Joint Evaluation and Full Depth Patch Designs». Report FHWWA/PA-84-026. The Pennsylvania Transportation Institute, The Pennsylvania State University, University Park, December 1984.
12. Ozbeki M.A., Kilareski W.P. y Anderson D.A. «Computer Simulation and Field Evaluation of Transverse Joints in Rigid Pavements». Proc., 3<sup>rd</sup> International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation. Purdue University, W. Lafayette, Ind., April 23-25, 1985. pp 577-586.
14. Comunicación verbal con M. Darter.
15. ILLISLAB, «Finite Element Analysis Of Jointed Concrete Pavements With a Variety Of Support Models», University Of Illinois. Programa desarrollado originalmente por Amir M. Tabatabaie

- (1977), revisado por K.Y. Wong (1980); expandido y revisado por A. M. Ioannides (1981-85); expandido por G.T. Korovesis (1986-88); adaptado a Ansi-77 Fortran por J.E. Conroyd (1984).  
Fecha de la versión empleada: 08 de Marzo de 1994.
16. Highway Research Board, «The AASHO Road Test, Report 5, Pavement Research», p 228, publication Nº 954, National Academy of Sciences-National Research Council, Washington DC, 1962.
  17. Ioannides A.M. «Analysis of Slabs-on-Grade for a Variety of Loading and Support Conditions», Tesis para optar al grado de Doctor en Filosofía en Ingeniería Civil, University of Illinois at Urbana Champaign, 1984.
  18. IDIEM - Dirección de Vialidad, «Control y Seguimiento de Pavimentos de Hormigón», Informe Anual 1985, Vol I, IDIEM, p 63, 1986.
  19. Ioannides A.M. «Analysis of Slabs-on -Grade for a Variety of Loading and Support Conditions», Tesis para optar al grado de Doctor en Filosofía en Ingeniería Civil, University of Illinois at Urbana Champaign, 1984.
  20. Comunicación verbal con M. Darter.
  21. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993», p /// 120, AASHTO, 1993.
  22. Poblete M., Valenzuela R., Salsilli R., «Load Transfer in Undoweled Transversal Joint of PCC Pavement». Pavement Transportation Research Record, TRB 1207, Washington D.C., 1988.
  23. Walpole, Ronald E. y Myers, Raymond H., «Probabilidad y Estadística», tercera edición en español de «Probability and Statistics for Engineers and Scientists», McGraw - Hill, p 300, México, 1992.
  24. American Association of State Highway and Transportation Officials, «AASHTO Guide For Design of Pavement Structures 1993», p //25, AASHTO, 1993.



---

**COMISION DE DISEÑO Y EVALUACION  
DE PAVIMENTOS**

---

**USO DE LOS RESULTADOS DEL DEFLECTOMETRO  
DE IMPACTOS EN EL METODO DE DISEÑO  
AASHTO 1993**

**Octubre, 1996**

---

**Cámara Chilena de la Construcción  
Corporación de Investigación de la Construcción**

## RESUMEN EJECUTIVO

<i>Nombre del Informe:</i> <b>Uso de los resultados del deflectómetro de impactos en el método de diseño AASHTO 1993.</b>		<i>Fecha:</i> <b>Septiembre de 1996</b>
<i>Mandante:</i> <b>Comisión de Diseño y Evaluación de Pavimentos. Camara Chilena de la Construcción</b>		
<i>Ejecutante:</i> <b>APSA Ltda.</b> Consultores en Administración de Pavimentos Las Encinas 3296, Ñuñoa. Fono 272 2461, 271 0180, Fax 272 6701	<i>Ing. Responsable:</i> <b>Hernán de Solminihac</b>  <i>Ing. de Proyecto:</i> <b>Rodrigo Ortiz I.</b>	<i>Clasificación :</i> <b>Estudio de Investigación</b>
<i>Observaciones:</i>		<i>Número de Páginas:</i> <b>22</b>

**Resumen:**

En el presente documento se incluyen las metodologías para corregir los valores obtenidos con el FWD. Para ello, se desarrollaron factores que modifican los valores adecuándolos al método de diseño AASHTO, tanto para el módulo de reacción del suelo de fundación (valor K) como el módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ).

Es importante destacar que las correcciones desarrolladas se basan en modelaciones teóricas del comportamiento de los pavimentos de hormigón y asfalto, las cuales fueron revisadas y adaptadas a los resultados obtenidos hasta el momento con el FWD en pavimentos chilenos.

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCION</b>	4
	1.1. Objetivos.	4
	1.2. Antecedentes.	4
<b>2.</b>	<b>CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO</b>	4
	2.1. Descripción general.	4
	2.2. Tipo y localización del ensayo.	5
	2.3. Usos de la información obtenida con el deflectómetro.	5
<b>3.</b>	<b>MÉTODOS DE RETROANÁLISIS RECOMENDADOS PARA CHILE</b>	5
	3.2. Retroanálisis en pavimentos rígidos.	6
	3.2.1. Antecedentes generales.	6
	3.2.2. Parámetros utilizados en las soluciones cerradas.	7
	3.2.3. Modelación de la subrasante	8
	3.2.4. Retroanálisis de pavimentos de hormigón.	9
	3.3. Usos de la Información del FWD en Pavimentos de Asfalto.	12
<b>4.</b>	<b>USO DE LOS RESULTADOS DEL DEFLECTOMETRO DE IMPACTOS EN EL METODO DE DISEÑO AASHTO 1993</b>	15
	4.1. Introducción.	15
	4.2. Desarrollo de la metodología de corrección.	15
	4.3. Metodología de corrección del módulo de reacción del suelo de fundación (valor K).	16
	4.3.1. Descripción de la metodología.	16
	4.3.2. Factores de corrección.	17
	4.3.3. Ejemplo de corrección del valor K.	18
	4.4. Metodología de corrección del módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ) en pavimentos de hormigón.	18
	4.4.1. Descripción de la metodología.	18
	4.4.2. Factores de corrección.	19
	4.4.3. Ejemplo de corrección de $M_R$	20
	4.5. Metodología de corrección del módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ) en pavimentos asfálticos.	21
	4.5.1. Descripción de la metodología.	21
	4.5.2. Metodología propuesta.	21
	4.5.3. Ejemplo de corrección de $M_R$ .	21
	<b>REFERENCIAS</b>	22

## **1. INTRODUCCION**

### **1.1 Objetivos**

El objetivo de este documento es entregar una visión general del retroanálisis de los resultados del FWD para los parámetros que influyen en el método de diseño AASHTO, ya sea en pavimentos de hormigón como asfálticos. Además de proporcionar recomendaciones para la calibración de los resultados del retroanálisis en el método de diseño AASHTO con la información y experiencia disponible a la fecha (AASHTO, 1993).

### **1.2 Antecedentes**

El deflectómetro de impacto (FWD) es un equipo (recomendado por el Strategic Highway Research Program - SHRP y por AASHTO) para la medición de deflexiones en pavimentos viales (urbanos e interurbanos) y de aeropuerto tanto rígidos como flexibles. Es una medición no destructiva que permite: calcular módulos elásticos de los componentes de la estructura de un pavimento, evaluar la eficiencia de la transferencia de carga en las juntas y grietas en pavimentos rígidos, y determinar la ubicación y extensión de vacíos existentes debajo de las losas de hormigón.

El método AASHTO fue desarrollado en base a ensayos de laboratorio o ensayos estáticos en terreno. En cambio, el FWD realiza un ensayo no destructivo en terreno, que aplica una carga de impacto al pavimento proporcionando información que representa el comportamiento real del pavimento en terreno bajo el efecto de una carga de un vehículo (de Solminihac, H. E., 1994).

La influencia de los terraplenes en la resistencia estructural del suelo de fundación no fue considerado en el método AASHTO 1993, lo cual subestima la capacidad del suelo de fundación en algunos pavimentos chilenos, ya que comúnmente se utilizan terraplenes en su construcción.

## **2. CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL DEFLECTOMETRO DE IMPACTO.**

### **2.1 Descripción general**

El componente principal de este sistema de medición está montado en un carro de arrastre, que es remolcado por un vehículo. La carga se traduce en un cuenco de deflexión en la superficie del pavimento. Tanto la carga como la deflexión resultante son medidas con gran precisión; para la primera se utilizan celdas de carga, las cuales son colocadas debajo del plato; mientras que para las segundas se usan transductores de alta velocidad (geófonos).

Todo el ensayo es controlado desde el asiento del chofer del vehículo, a través del teclado de un computador. Variando el peso y la altura de la caída del equipo, se pueden generar diferentes cargas de impacto. La operación normal consiste en trasladar el equipo al lugar en que se desea realizar el ensayo, bajar cuidadosamente el plato de carga y los geófonos a la superficie del pavimento. Se completa el ensayo, dejando caer el peso calibrado de la(s) altura deseada. Una vez terminada esta secuencia, se levanta el plato de carga y los sensores, y se traslada el equipo al próximo lugar de ensayo. La ventaja principal de estos equipos es su mecanismo de carga, ya que permite modelar bastante bien tanto la magnitud como la duración de una carga móvil real.

En este documento se describe la metodología a utilizar para el retroanálisis de los módulos de reacción de la subrasante ( $K$ ), módulo resiliente de la subrasante ( $M_r$ ) y módulos de elasticidad del pavimento. Además, se presentan algunas recomendaciones para realizar ensayos y retroanálisis.

## 2.2 Tipo y localización del ensayo.

La localización y el número de ensayos a ejecutar depende del nivel del estudio a realizar. Normalmente se definen tres niveles o tipos:

- a) *Tipo 1:* Se utiliza para ensayos a nivel de red. Se realizan espaciados entre 150 y 300 m tanto para pavimentos flexibles como para rígidos. Los ensayos se realizan en general, en el centro de la losa para pavimentos rígidos y en la huella exterior de los pavimentos flexibles.
- b) *Tipo 2:* Se utiliza cuando se requiere un análisis más detallado. Por ejemplo, cuando se diseñará un recapado. En pavimentos flexibles y rígidos se ensayará entre 30 a 150 m. Los ensayos se realizan preferentemente en la huella exterior para pavimentos flexibles y en el centro de la losa en la pista de diseño para pavimentos rígidos.
- c) *Tipo 3:* Se utiliza cuando se requiere un análisis muy detallado, normalmente con el propósito de evaluar fallas localizadas y determinar el nivel de transferencia de carga. Los ensayos se realizan cada 10 a 20 m para pavimentos flexibles y en todas las juntas o grietas de la sección analizada en pavimentos rígidos.

## 2.3 Usos de la información obtenida con el deflectómetro.

La información proporcionada por las mediciones permiten obtener lo siguiente:

- a) Identificación de las secciones del pavimento que son estructuralmente uniformes.
- b) Identificación de las zonas débiles o que se encuentran deterioradas.
- c) Cálculo de la capacidad estructural.
- d) Predicción de la vida remanente.
- e) Selección de la estrategia apropiada para la rehabilitación.
- f) Diseño de recarpeteos.
- g) Caracterización de la subrasante para el diseño de repavimentaciones.
- h) Control de calidad en la etapa de construcción.

## 3. MÉTODOS DE RETROANÁLISIS RECOMENDADOS PARA CHILE.

En el presente capítulo se incluye una descripción detallada de los métodos de retroanálisis recomendados para pavimentos de hormigón y asfálticos, para ser utilizados en Chile.

Para escoger los métodos se consideró la forma de diseñar los pavimentos en Chile y que características de las capas eran requeridas en ellos. Además de buscar que fueran fáciles de usar y se pudieran detectar rápidamente posibles fuentes de error en los cálculos. Es importante hacer notar que son los métodos que hasta el momento se han utilizado en las aplicaciones realizadas en Chile, otorgando buenos resultados.

El FWD a través de aplicar una carga de impacto sobre la superficie del pavimento, permite obtener el cuenco de deflexiones producido. A través del cual es posible retrocalcular los parámetros resistentes del suelo de fundación y de las capas estructurales según los métodos descritos en la guía AASHTO 1993.

Los parámetros que se pueden retrocalcular son :

- i) Módulo de reacción del suelo de fundación (valor K).
- ii) Módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ).
- iii) Módulo resiliente del suelo de fundación ( $M_R$ )
- iv) Módulo elástico del hormigón.
- v) Módulo elástico del asfalto.
- vi) Número estructural efectivo de pavimentos asfálticos.

En los siguientes subcapítulos se describen brevemente los métodos utilizados para retrocalcular los parámetros mencionados anteriormente.

### **3.2 Retroanálisis en pavimentos rígidos.**

#### **3.2.1 Antecedentes generales.**

En 1981 Hoffman y Thompson propusieron una aproximación de dos parámetros para el retroanálisis de pavimentos rígidos, donde el cuenco de deflexiones se puede caracterizar por la deflexión máxima y el parámetro AREA (Hall, K. T., 1991). Luego Hall K. y Mohseni A. (1991) basados en este modelo desarrollaron una solución cerrada para el módulo elástico de la losa de hormigón, el módulo de reacción de la subrasante y el módulo elástico de la subrasante a partir de los resultados del FWD. Para ello las deflexiones deben haber sido medidas a distancias de 0, 305, 610, 915 mm (0, 12, 24,36 pulgadas) desde la carga.

En Chile se ha optado por utilizar este método de soluciones cerradas, ya que, es uno de los más difundidos en el mundo y presenta ventajas prácticas al momento de realizar los cálculos e informes.

Entre las cuales se encuentran:

- a) Se conoce claramente la secuencia de cálculos que se realizan y la teoría que hay detrás de ellos. Este aspecto es muy importante al analizar situaciones fuera de lo común donde se deben realizar algunas suposiciones.
- b) Se pueden adaptar las secuencias de cálculos para analizar pavimentos no típicos, lo cual, es muy importante en Chile, debido a la gran variedad de pavimentos que existen.
- c) Es fácil de implementar en cualquier planilla de cálculos, lo que permite un uso expedito y claro.
- d) Permite generar gráficos, tablas e informes fácilmente, ya que, todos los datos y resultados se encuentran dentro de la planilla.

Es importante destacar que este método es el propuesto por AASHTO (1993), salvo algunas correcciones que se han realizado para modelar de mejor forma el comportamiento de los pavimentos de hormigón

### 3.2.2 Parámetros utilizados en las soluciones cerradas.

El método de soluciones cerradas basa sus cálculos, fundamentalmente, en dos parámetros, la deflexión máxima y el AREA.

AREA tiene unidades de largo más que de área, en este parámetro las deflexiones se normalizan con respecto a  $d_0$  con el fin de remover el efecto de diferentes niveles de carga y para restringir el rango de valores obtenidos. AREA y  $d_0$  son parámetros independientes, a partir de los cuales se puede calcular el módulo en un sistema de dos capas.

#### a) Deflexión máxima

La deflexión máxima corresponde a la deflexión medida por el sensor ubicado bajo el plato de carga. Es utilizada para distinguir y comparar tramos, para ello, es necesario normalizarla para una carga fija como se muestra en la fórmula 1.

$$d_0 \text{ normalizada} = d_0 \times \frac{\text{Carga Efectiva}}{\text{Carga Normalizada}} \quad (1)$$

donde:

$d_0$  = deflexión máxima.

Carga efectiva = carga que mide el equipo al momento de realizar un ensayo.

Carga normalizada = valor arbitrario que define el usuario, generalmente corresponde al nivel de carga que se define en el equipo al momento de programar la secuencia de carga.

#### b) AREA

El AREA representa la normalización del área del perfil del cuenco de deflexiones, correspondiendo al largo de un lado del rectángulo en donde  $d_0$  es el otro. Este parámetro provee una buena estimación de la rigidez relativa de la sección del pavimento, particularmente de las capas ligadas, debido a que es muy insensible a la rigidez de la subrasante (Dynatest y SME, 1994).

Existen diversas maneras de calcular el AREA, cuya diferencia principal es el número de sensores considerados. Por ejemplo, la fórmula usada actualmente en Chile para pavimentos de hormigón sin recapado es:

$$\text{AREA (pul.g.)} = 6 \left[ 1 + 2 \frac{d_{12}}{d_0} + \frac{d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right] \quad (2)$$

donde:

$d_0$  = Deflexión bajo el centro de la carga.

$d_{12}, d_{24}, d_{36}$  = Deflexión a 12, 24 y 36 pulgadas respectivamente.

En este método para calcular el AREA, el máximo valor que puede alcanzar es 915 mm o 36" y ocurre cuando las cuatro deflexiones son iguales. Además, el mínimo valor no puede ser menor de 280 mm u 11", ya que para este valor todos los módulos de las capas deberían ser iguales para que se comportara como un solo material el pavimento, suponiendo un material lineal (Dynatest y SME, 1994).

### 3.2.3. Modelación de la subrasante

En la solución cerrada el retroanálisis se realiza según la teoría de placas. El uso de ella permite caracterizar la subrasante como un medio líquido denso o sólido elástico. El modelo líquido denso representa uno de los extremos del espectro de la respuesta de un suelo sólido elástico, en el otro extremo, se encuentra el modelo sólido elástico (figura 1). A continuación se describen las principales características de cada uno de estos modelos. (Darter, M. I. et al., 1995)

#### a) Modelo Líquido Denso

El modelo conceptual de una placa apoyada sobre una fundación líquida densa es atribuido a Winkler. En él, una fundación se deflecta proporcionalmente a la carga aplicada, sin que se produzcan esfuerzos de corte en las áreas adyacentes. La constante de proporcionalidad entre la deflexión y la fuerza aplicada es el valor  $K$ . Este modelo se puede interpretar como una fundación que actúa de forma similar a una cama de resortes o como un líquido denso con una densidad igual a  $K$  veces la deflexión producto de una carga.

- i) La deflexión bajo el plato de carga es igual a la presión en él, dividido por el valor  $K$ .
- ii) La deflexión es igual a cero fuera del plato de carga.
- iii) La deflexión es la misma para platos rígidos y flexibles.
- iv) Para una presión y deflexión dada,  $K$  es independiente del tamaño del plato.

#### b) Modelo Sólido Elástico

En este modelo se asume que se produce una deflexión continua e infinita de acuerdo a la carga aplicada en la superficie de la fundación.

- i) La deflexión depende del módulo elástico de la subrasante, del tamaño del plato, y de la distancia desde el centro de la carga.
- ii) El cuenco de deflexiones es continuo e infinito.
- iii) Platos rígidos y flexibles producen diferentes deflexiones.

#### c) Suelo Real

Ambos modelos descritos son idealizaciones del comportamiento real del suelo. El modelo líquido denso es mejor para materiales de baja resistencia al corte, en cambio, el modelo sólido elástico es mejor para materiales de alta resistencia al corte. Como se puede ver, la respuesta elástica de un suelo real se encuentra entre los dos modelos anteriores, presentando las siguientes características.

El plato se hunde produciendo una deflexión discontinua.

Algo de deflexión en la superficie ocurre fuera del plato de carga.

La deflexión es igual a cero en una distancia finita.

Para una presión y deflexión dada, el valor  $K$  varía de acuerdo al tamaño del plato de carga.



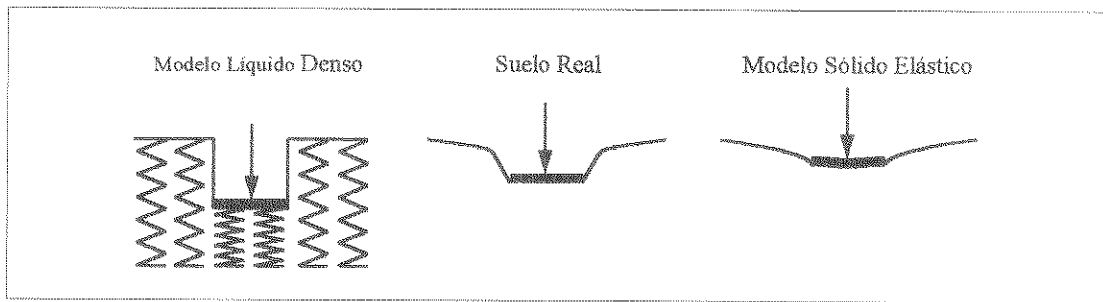


Figura 1: Esquema de la modelación del suelo (Darter, M. I. et al., 1995).

El modelo líquido denso se utiliza para obtener el módulo de reacción de la subrasante ( $K$ ), en cambio, el modelo sólido elástico se utiliza para obtener el módulo elástico de la subrasante ( $E_s$ ).

### 3.2.4. Retroanálisis de pavimentos de hormigón.

A continuación se describe el método utilizado para calcular los parámetros de un pavimento de hormigón sin recapados asfálticos. En la figura 2 se puede ver la secuencia de cálculos y valores que se utilizan en cada una de las etapas, ella fue creada en base a la utilización de las fórmulas que se describen más adelante, lo cual se realizó para una mejor comprensión del lector.

#### a) Cálculo del AREA.

La siguiente fórmula fue presentada por Hall, K.T. (1991), para calcular el AREA de un pavimento de hormigón sin refuerzo.

$$\text{AREA (pulgadas)} = 6 \left[ 1 + 2 \frac{d_{12}}{d_0} + \frac{d_{24}}{d_0} + \frac{d_{36}}{d_0} \right] \quad (3)$$

donde:

$d_0$ ,  $d_{12}$ ,  $d_{24}$  y  $d_{36}$  son las deflexiones en mils a 0,12,24,36 pulgadas desde la carga.

#### b) AREA versus $\ell_k$

Existe una única relación entre AREA y radio líquido denso de rigidez relativa ( $\ell_k$ ), en donde la subrasante está caracterizada por el valor  $k$ . Estas ecuaciones fueron desarrolladas para distancias de 0,12,24,36 pulgadas y para un valor de  $\ell_k$  entre 15 a 80 (Hall, K. T., 1991).

$$\ell_k \text{ (pulg.)} = \left\{ \frac{\ln \left[ \frac{36 - \text{AREA}}{1812,279133} \right]}{-2,559340} \right\}^{4,387009} \quad (4)$$

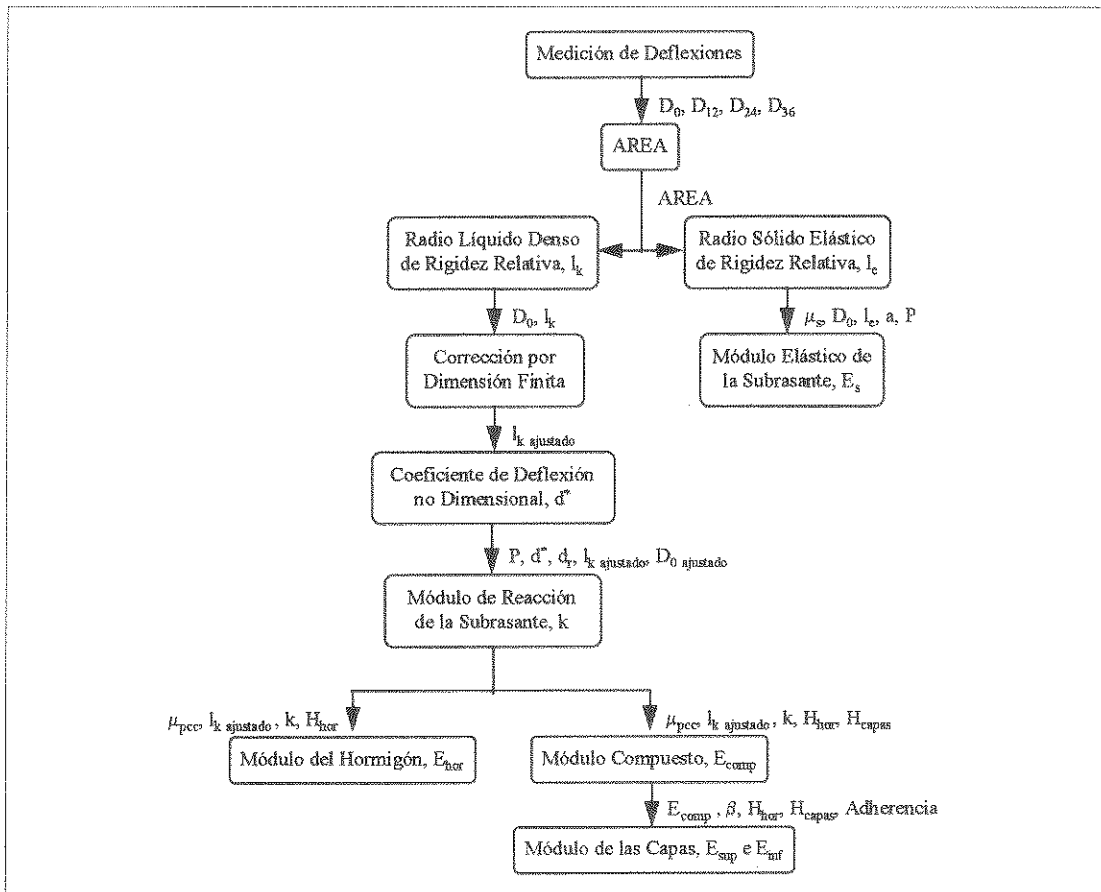


Figura 2: Diagrama de cálculos y flujo de información (Ortiz, R., 1996).

c) Retrocálculo del valor K.

La deflexión de la superficie de la losa en un medio líquido denso a cualquier distancia de la carga es una función del coeficiente de deflexión no dimensional ( $d''$ ) (Darter M. I. et al., 1995).

$$d'' = \frac{d_r K}{P} \left( \frac{r}{\ell} \right)^2 \tag{5}$$

donde:

$d_r$  = deflexión a una distancia  $r$  desde el plato de carga, en pulgadas.

$P$  = carga aplicada en libras.

$K$  = módulo de reacción de la subrasante en pci.

El valor  $d''$  es una función del radio de carga, la distancia radial y  $\ell$ . Para un radio de 5,9055 pulgadas se puede definir según la fórmula 6

$$d'' = 0.1245 e^{(-0.14707 \cdot (-0.07565 \cdot \frac{r}{\ell}))} \tag{6}$$

Con  $\ell$  y  $d^*$  determinados se puede obtener el valor K a partir de la siguiente fórmula.

$$K \text{ (pci)} = \frac{P d_r^*}{d_r \ell_k^2} \quad (7)$$

Es importante hacer notar que el valor de K retrocalculado (dinámico) es, aproximadamente, el doble del valor K estático, por lo cual, el valor dinámico debe ser corregido según la fórmula 8 (AASHTO, 1993).

$$\text{Valor efectivo de K estatico} = \frac{\text{Valor efectivo de K dinamico}}{2} \quad (8)$$

Este factor 2 fue desarrollado para pavimentos cuya estructura no incluía un terraplén, por lo cual no se aplica directamente a los pavimentos chilenos que en la mayoría de los casos si lo poseen, por ello es necesario corregir los valores obtenidos. En el siguiente capítulo se propone una metodología que define que factor utilizar dependiendo de las características de los suelos y del espesor del terraplén.

#### d) Cálculo del Módulo Elástico del Hormigón o Módulo Compuesto.

El módulo elástico del hormigón o el módulo compuesto puede ser calculado utilizando la apropiada definición del radio de rigidez relativa, asumiendo un coeficiente de Poisson para el hormigón ( $\mu_{pcc}$ ) de 0,15, un coeficiente de Poisson para la subrasante ( $\mu_s$ ) de 0,5 y un radio del plato de carga de  $a = 5,9055$  pulgadas (Hall, K. T., 1991).

Para calcular el módulo del hormigón se debe considerar sólo el espesor de él, en cambio, para el módulo compuesto se puede considerar el espesor del hormigón más el de otras capas que se deseen incluir en él. Para ambos casos se utiliza la ecuación 9 en donde  $E_{pcc}$  es el módulo del hormigón y  $E_{comp}$  es el módulo compuesto, siendo H el espesor que corresponda.

Es importante advertir que este modelo fue diseñado para capas rígidas, por lo que, puede entregar resultados erróneos si se incluyen capas con otras características.

$$E_{pcc} \text{ o } E_{comp} \text{ (psi)} = \frac{12(1-\mu_{pcc}^2)\ell_k^4 K}{H^3} \quad (9)$$

#### e) AREA versus $\ell_s$

Para un hormigón sobre una fundación sólida elástica, la relación entre AREA y el radio sólido elástico de rigidez relativa ( $\ell_s$ ) está definido por la ecuación 7.14. La integral resultante para distancias de 0, 12, 24 y 36 pulgadas y para  $\ell_s$  entre 15 y 80 (Hall, K. T., 1991).

$$\ell_s \text{ (pulg.)} = \left\{ \frac{\ln \left[ \frac{36 - \text{AREA}}{4521,676303} \right]}{-3,645555} \right\}^{5,334281} \quad (10)$$

f) Retrocálculo del valor  $E_s$ .

El módulo elástico de las subrasante  $E_s$  puede ser obtenido a partir de la ecuación de Losberg (Hall, K. T., 1991).

$$E_s \text{ (psi)} = \left[ \frac{2P(1-\mu_s^2)}{d_0 \ell_s} \right] \left[ 0,192445 + 0,0272 \left( \frac{a}{\ell_s} \right)^2 + 0,0199 \left( \frac{a}{\ell_s} \right)^2 \ln \left( \frac{a}{\ell_s} \right) \right] \quad (11)$$

donde:

$\mu_s$  = coeficiente de Poisson de la subrasante.

$a$  = radio del plato de carga.

### 3.3. Usos de la Información del FWD en Pavimentos de Asfalto.

La aplicación más importante del FWD, en pavimentos asfálticos, es determinar las características de las capas, ya sea, el módulo resiliente o el módulo efectivo del pavimento y el número estructural efectivo. Para realizar el retroanálisis de este tipo de pavimentos existen principalmente dos métodos: el método propuesto por la guía AASHTO y programas de multicapas.

El método AASHTO de retroanálisis, para pavimentos de asfalto, es un proceso iterativo, en donde, se busca una distancia mínima para calcular el módulo resiliente en base al módulo efectivo del pavimento  $E_p$  y el  $M_R$ . El cálculo de  $E_p$  y  $M_R$  depende de la distancia escogida, por lo cual, se debe iterar hasta encontrar la distancia apropiada.

A continuación, se describen las distintas etapas del proceso iterativo.

a) Determinación de  $M_R$  de diseño

El cálculo del módulo resiliente de la subrasante, según AASHTO (1993), puede realizarse de tres formas:

- i) Ensayos de laboratorio.
- ii) Ensayos No Distractivos (END)
- iii) Estimación mediante correlación con CBR.

No importa cual fuese el método usado, el  $M_R$  debe ser congruente con el valor usado en la ecuación del AASHTO Road Test, especialmente, cuando éste es determinado a partir de un END, ya que este ensayo da valores altos del módulo resiliente de la subrasante con respecto al ensayo de laboratorio utilizado en AASHTO.

El método de cálculo que se describe a continuación se basa en mediciones no destructivas mediante el uso del FWD.

El módulo resiliente se puede calcular según la fórmula 12

$$M_R = \frac{(1-\mu_s^2)P}{\pi d_r r} \quad (12)$$

si  $\mu_s = 0,5$ , entonces

$$M_R = \frac{0,24 P}{d_r r} \quad (13)$$

donde:

- $M_R$  = módulo resiliente de la subrasante (psi)  
 $P$  = carga aplicada (lbs)  
 $d_r$  = deflexión medida a una distancia  $r$  de la placa (pulg)  
 $r$  = distancia al punto de medida (pulg)  
 $\mu_s^2$  = coeficiente de Poisson de la subrasante

Debe destacarse que el  $M_R$  calculado, según esta ecuación, no sufre correcciones por efecto de la temperatura, ya que la deflexión utilizada sólo depende de la deformación de la subrasante. Suponiéndose que a una distancia razonable de la carga, la deflexión no está influenciada por los valores de los módulos de las capas superiores, sin embargo, no debe alejarse demasiado el punto de medida, ya que las deflexiones serían muy pequeñas y de difícil determinación.

Es importante hacer notar que el método utilizado para calcular el módulo resiliente, según la fórmula 14, corresponde al módulo elástico de la subrasante. Por lo cual, es necesario corregirlo para adaptar sus valores a los empleados durante la prueba AASHTO (1993).

$$M_R = C \frac{(1 - \mu_s^2) P}{\pi d_r r} \quad (14)$$

donde:

$C$  = factor de corrección

El valor  $C < 0,33$  corresponde a análisis hechos sobre suelos finos. La guía AASHTO no propone un valor para suelos granulares, cuya presencia en Chile es muy frecuente. Para determinar el valor  $C$  adecuado a usar en ese tipo de suelos se desarrolló una investigación donde se propone una metodología para determinar el valor  $C$  adecuado, descrita en el siguiente capítulo.

#### b) Cálculo del módulo efectivo del pavimento.

Para calcular el módulo efectivo del pavimento, es necesario determinar la distancia mínima, para la cual, el  $M_R$  no sólo depende de la deformación de la subrasante. Para determinar la distancia mínima se debe utilizar las fórmulas 15 y 16.

$$r > 0,7a_e \quad (15)$$

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left( D \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R}} \right)^2} \quad (16)$$

donde:

- $a_e$  = radio del bulbo de presiones en la interface subrasante - pavimento en pulgadas.  
 $a$  = radio del plato de carga del END (pulg).  
 $D$  = espesor total del pavimento sobre la subrasante (pulg).  
 $E_p$  = módulo efectivo de todas las capas del pavimento sobre la subrasante (psi).

**B**

Para calcular el módulo efectivo del pavimento se debe utilizar la ecuación 17, la cual se debe resolver para  $E_p/M_R$ .

$$d_0 = 1.5 p a \left( \frac{1}{M_R \sqrt{1 + \left( \frac{D}{a} \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R}} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{D}{a} \right)^2}}}{E_p} \right) \quad (17)$$

donde:

$d_0$  = deflexión máxima medida bajo el plato de carga.

$p$  = presión del plato de carga en psi.

$D$  = espesor total de las capas del pavimento sobre la subrasante en pulgadas.

Si se desea utilizar el módulo efectivo del pavimento para comparar su evolución a lo largo de un proyecto, es necesario corregir  $d_0$  por la temperatura del pavimento. Además, si este valor va a ser utilizado en la fórmula 17 para calcular el número estructural efectivo, es necesario que la temperatura a la cual se lleve el valor  $d_0$  sea de 68 °F, para ser consistente con el procedimiento de diseño AASHTO.

El proceso iterativo que se debe seguir para determinar las características de las capas, se muestra en la figura 3.

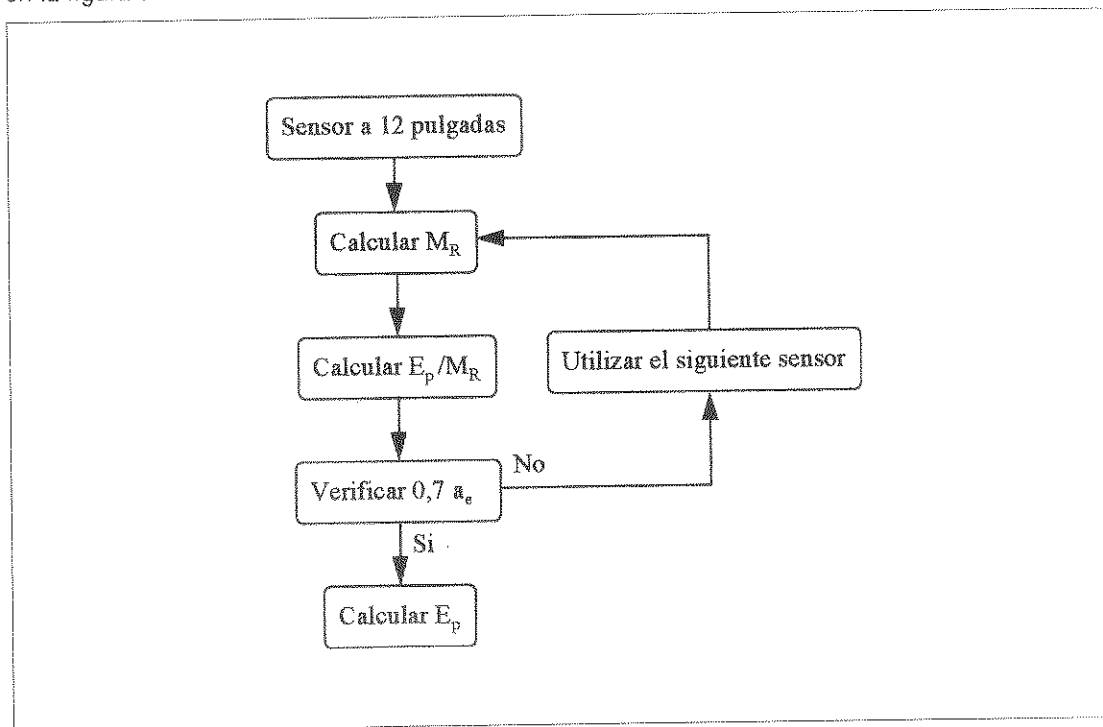


Figura 3: Proceso de cálculo del  $M_R$  y  $E_p$ .

### c) Corrección por temperatura

Para poder corregir  $d_0$  por temperatura, es necesario medir la temperatura de la mezcla asfáltica, para lo cual, existen distintos métodos, siendo el más recomendado el que se describe a continuación.

Se puede medir directamente la temperatura perforando un agujero en la superficie del concreto asfáltico, insertando un líquido y una sonda para medir temperatura. Se lee la temperatura cuando la misma se estabiliza. Esto debe hacerse al menos tres veces durante cada día de ensayo, para tener una curva de temperatura versus tiempo y poder usarla para asignar una temperatura de mezcla a cada cuenco (AASHTO, 1993). Si la temperatura de la mezcla de asfalto no están disponible, se puede estimar a partir de la temperatura del aire usando los procedimientos realizados por Southgate, Shell, Asphalt Institute u Hoffman y Thompson.

## **4. USO DE LOS RESULTADOS DEL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTOS EN EL MÉTODO DE DISEÑO AASHTO 1993.**

### **4.1 Introducción.**

El método AASHTO fue desarrollado en base a ensayos de laboratorio o ensayos estáticos en terreno. En cambio, el FWD realiza un ensayo no destructivo en terreno, que aplica una carga de impacto al pavimento proporcionando información que representa el comportamiento real del pavimento en terreno.

Por lo tanto, para poder emplear los valores obtenidos con el FWD (terreno) en la guía AASHTO, es necesario realizar algunas correcciones que permitan hacer equivalentes los resultados. Hasta el momento, de acuerdo a la experiencia en los pavimentos analizados, se han detectado en Chile dos factores que influyen en los resultados del FWD. El primero de ellos es el efecto de cambiar de un ensayo de terreno (FWD) a valores obtenidos mediante los ensayos utilizados en el desarrollo de las fórmulas de diseño AASHTO. El segundo corresponde al aumento de la capacidad estructural producido por el espesor del terraplén, efecto que no fue considerado en el método AASHTO, 1993.

A continuación se describen las metodologías para corregir los valores obtenidos con el FWD. Para ello se desarrollaron factores que modifican los valores adecuándolos al método de diseño AASHTO, tanto para el módulo de reacción del suelo de fundación (valor K) como el módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ).

Es importante destacar que las correcciones desarrolladas se basan en modelaciones teóricas del comportamiento de los pavimentos de hormigón y asfalto, las cuales fueron revisadas y adaptadas a los resultados obtenidos hasta el momento con el FWD en pavimentos chilenos.

### **4.2. Desarrollo de la metodología de corrección.**

Para desarrollar las metodologías de corrección se realizaron experiencias teóricas para modelar los pavimentos más comunes y experiencias prácticas para confirmar los resultados obtenidos.

#### a) Modelaciones teóricas

Para analizar los efectos de los terraplenes en los resultados obtenidos con el Deflectómetro de Impactos se modelaron diversas estructuras de pavimentos de hormigón y asfalto. En ellas se variaron las características estructurales de la subrasante y del terraplén junto con variar el espesor del terraplén.

Las modelaciones fueron realizadas con programas multicapas, a través de los cuales se generó un cuenco de deflexiones teórico para luego retroanalizarlo con los métodos recomendados para Chile.

#### b) Experiencias prácticas.

Para estudiar los efectos de la diferencia entre los tipos de ensayo (AASHTO versus FWD) en la magnitud de los valores obtenidos, se realizaron aplicaciones prácticas con el FWD en pavimentos que presentaban diversos tipos de estructuras. Es importante destacar que se realizaron mediciones directamente sobre los terraplenes, comparando los resultados con los obtenidos a partir de las mediciones sobre las carpetas de rodado. Entre las variables consideradas se encuentran:

- i) Características estructurales de la subrasante.
- ii) Características estructurales del terraplén.
- iii) Espesor del terraplén.
- iv) Tipo de pavimento (hormigón o asfalto).
- v) Influencia de los métodos de retroanálisis.

Además, se realizaron calicatas para obtener los parámetros utilizados normalmente en Chile y así poder compararlos con los resultados del FWD.

### 4.3 Metodología de corrección del módulo de reacción del suelo de fundación (valor K).

#### 4.3.1 Descripción de la metodología.

Para corregir el valor K de un ensayo dinámico (FWD) a un ensayo estático (placa de carga) la guía AASHTO recomienda utilizar la fórmula 18, donde se emplea un factor igual a 2, para estimar el valor K utilizado en el diseño. Esta recomendación es una regla empírica basada en los resultados de estudios realizados en los Estados Unidos sobre suelos finos. (AASHTO, 1993)

$$K_{\text{ESTÁTICO}} = \frac{K_{\text{DINÁMICO}}}{2} \quad (18)$$

De acuerdo a resultados empíricos obtenidos en pavimentos chilenos, en el caso de los suelos granulares esta corrección no sería necesaria, ya que los valores obtenidos de  $K_{\text{DINÁMICO}}$  tienden al valor de  $K_{\text{ESTÁTICO}}$ .

Lo anterior no incluye el efecto de terraplenes compuestos de suelos distintos a los suelos de la subrasante. Por lo cual, se diseñó una metodología que consiste en utilizar un factor B (fórmula 19), que es función de los tipos de suelos que componen el suelo de fundación (terraplén y subrasante) y del espesor del terraplén que posea la estructura.

$$K_{\text{DISEÑO}} = B * K_{\text{DINÁMICO}} \quad (19)$$



A continuación se describen los métodos propuestos para obtener el factor B, clasificados según los tipos de suelos que componen la estructura del suelo de fundación.

#### 4.3.2 Factores de corrección.

a) Terraplén de suelos finos sobre una subrasante de suelos finos.

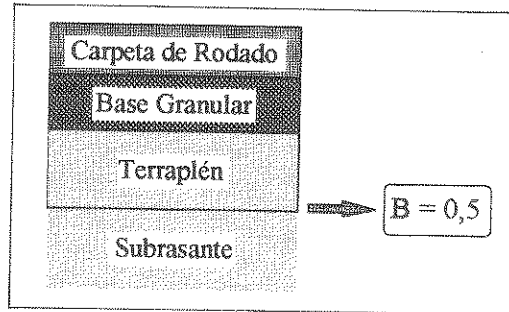


Figura 4 : Factor B para terraplén de suelos finos sobre subrasante de suelos finos.

Terraplén de suelos granulares sobre una subrasante de suelos granulares.

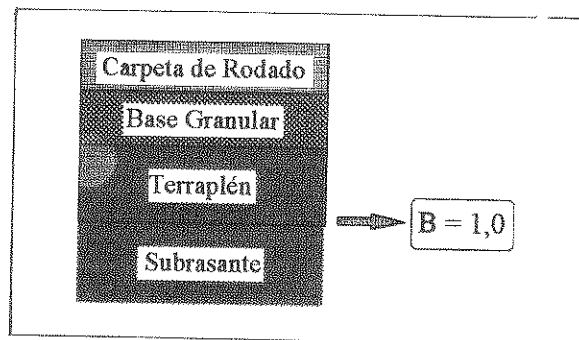


Figura 5 : Factor B para terraplén de suelos granulares sobre subrasante de suelos granulares.

c) Terraplén de suelos finos sobre una subrasante de suelos granulares.

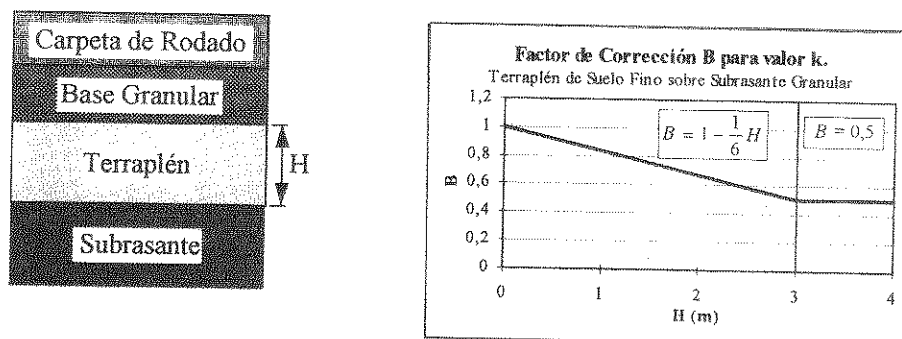


Figura 6 : Factor B para terraplén de suelos finos sobre subrasante de suelos granulares.

Terraplén de suelos granulares sobre una subrasante de suelos finos.

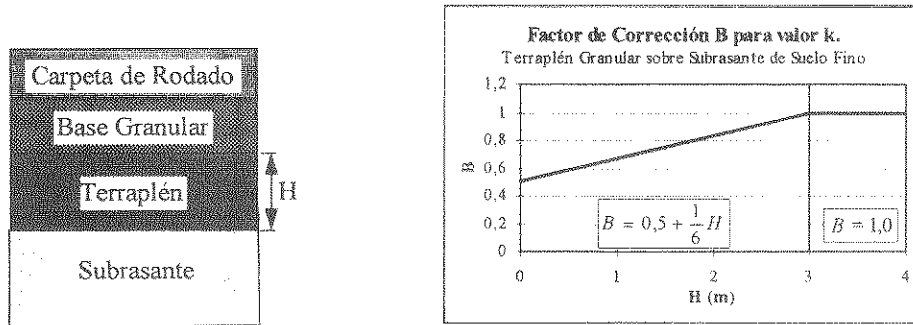


Figura 7 : Factor B para terraplén de suelos granulares sobre subrasante de suelos finos.

### 4.3.3. Ejemplo de corrección del valor K.

Como ejemplo se escogió un tramo de la ruta 5 sur, entre los kilómetros 43.620 - 48.200, donde el pavimento de hormigón se encuentra sobre un terraplén de 1,0 m. En la tabla 1 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 1 : Ejemplo de corrección del valor  $K_{DINAMICO}$  a  $K_{ESTATICO}$

$K_{DINAMICO}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	$K_{DISEÑO}$ (kg/cm <sup>3</sup> )	CBR (%)
10,48	6,98	18

### 4.4 Metodología de corrección del módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ) en pavimentos de hormigón.

En el diseño de pavimentos flexibles, la fórmula de diseño AASHTO requiere del módulo resiliente ( $M_R$ ) como una de sus entradas. Para obtenerlo se debe realizar un ensayo de laboratorio en el suelo de fundación del pavimento. En el caso de diseñar un recapado es más difícil de obtener una muestra del suelo de fundación, por lo que es más conveniente utilizar el FWD, que es un ensayo no destructivo, para calcular el  $M_R$ .

Sin embargo, a través de los resultados del FWD es posible obtener el módulo elástico del suelo de fundación, el cual debe ser corregido para ser utilizado en el método AASHTO 1993. A continuación se describe el método de corrección desarrollado, en él se incluyó un rango considerable de suelos de fundación como de terraplenes, con espesores variables para poder representar los casos más comunes de los pavimentos chilenos.

#### 4.4.1 Descripción de la metodología.

De acuerdo a la experiencia con los resultados obtenidos mediante el FWD en Chile, el factor C no es un valor único en pavimentos de hormigón, sino que depende de los tipos de suelo que componen la estructura del pavimento. El factor C propuesto por la guía AASHTO es 0,33 para suelos finos, sin embargo no se propone un valor para suelos granulares (AASHTO, 1993), por lo cual se debió buscar información de otras fuentes.

$$M_{R \text{ DISEÑO}} = C * E_{S \text{ TERRENO}} \quad (20)$$

Cc  
St  
R  
Nc  
De

En estudios realizados por la Universidad de Arizona se ha encontrado que el factor C para diversos tipos de suelos puede variar entre 0,54 hasta 1,8 (Houston, W. et al., 1992). Además, en estudios realizados en Chile, donde se comparó los resultados del FWD retroanalizados con multicapas y los resultados a partir del CBR utilizando las fórmulas de regresión recomendadas por el MOP (Fernández, M. y Fuentes, C., 1996), se obtuvo un valor C alrededor de 1,2 para suelos granulares. Debido a que la investigación realizada en Chile fue muy pequeña y que la bibliografía habla de un rango de valores, se decidió considerar  $C = 1$  para este tipo de suelos. De esta manera, es conservador el valor a utilizar en el diseño.

Por lo tanto, para suelos finos se debe considerar un factor C igual a 0,33 y para suelos granulares se debe utilizar un factor C igual a 1. En el caso de pavimentos compuestos, el valor C a utilizar es un valor entre 0,33 a 1,0, el cual se determina a partir de la corrección del  $E_{s, \text{TERRENO}}$  que se describe a continuación.

#### 4.4.2. Factores de corrección.

- a) Terraplén de suelos finos sobre una subrasante de suelos finos.

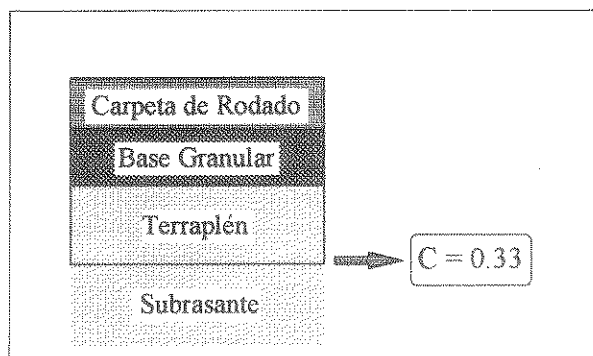


Figura 8 : Factor C para terraplén de suelos finos sobre subrasante de suelos finos.

- b) Terraplén de suelos granulares sobre una subrasante de suelos granulares.

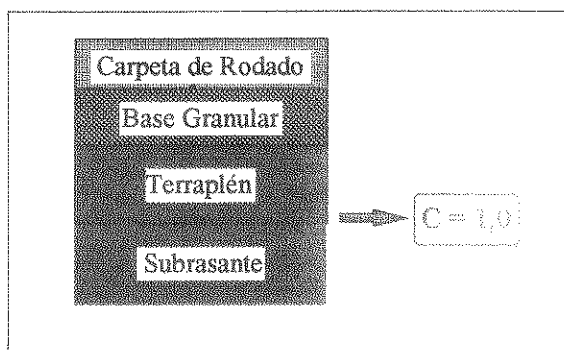


Figura 9 : Factor C para terraplén de suelos granulares sobre subrasante de suelos granulares.

c) Terraplén de suelos finos sobre una subrasante de suelos granulares.

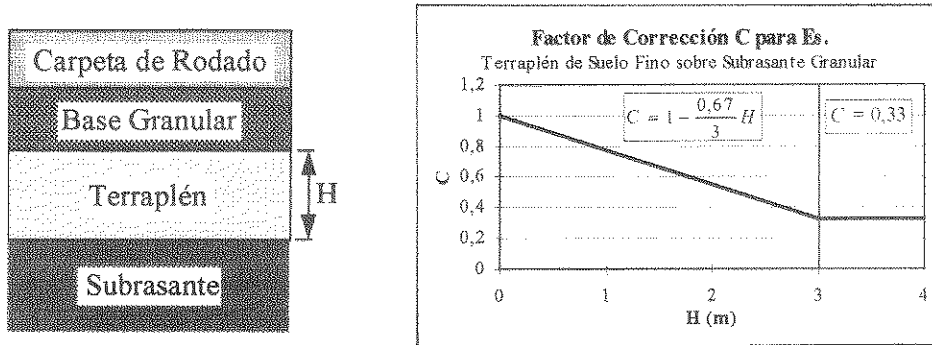


Figura 10 : Factor C para terraplén de suelos finos sobre subrasante de suelos granulares.

Terraplén de suelos granulares sobre una subrasante de suelos finos.

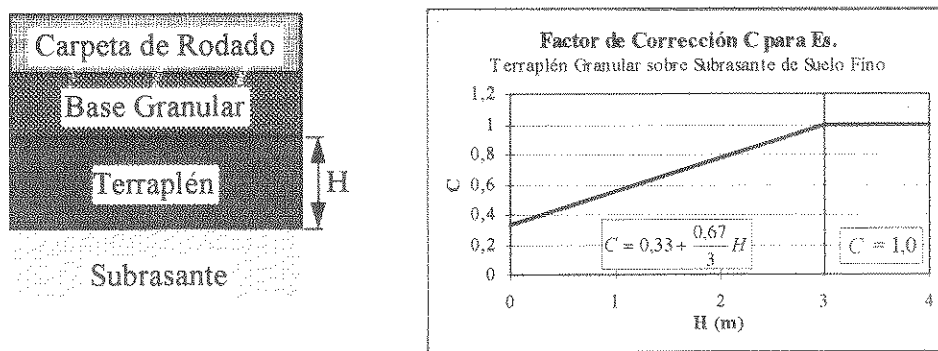


Figura 11 : Factor C para terraplén de suelos granulares sobre subrasante de suelos finos.

#### 4.4.3. Ejemplo de corrección de $M_R$

Como ejemplo se escogió un tramo de la ruta 5 sur, entre los kilómetros 43.620 - 48.200, donde el pavimento de hormigón se encuentra sobre un terraplén de 0,7 m. a 1,0 m., el mismo utilizado en la corrección del valor K. En la tabla 2 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 2 : Ejemplo de corrección  $E_s$  para un pavimento de hormigón.

$E_s$ TERRENO (kg/cm <sup>2</sup> )	$M_R$ DISEÑO (kg/cm <sup>2</sup> )	CBR (%)
2061	1140	19

Si se compara el CBR obtenido con los resultados de la tabla 1, se concluye que los métodos de corrección para  $E_s$  y valor K son consistentes.

## 4.5. Metodología de corrección del módulo elástico del suelo de fundación ( $E_s$ ) en pavimentos asfálticos.

### 4.5.1. Descripción de la metodología.

En el método de retroanálisis de AASHTO para pavimentos asfálticos, es necesario determinar un sensor a una distancia  $a_0$  suficiente para que el valor retroanalizado sea representativo de la subrasante.

Para comprobar el supuesto que el valor retroanalizado es la subrasante, se realizaron modelaciones con multicapas, determinándose que se cumple para espesores de terraplén delgados, pero a medida que aumenta el espesor del terraplén el valor retroanalizado pasa a ser un valor compuesto entre las características del terraplén y la subrasante. Por lo tanto, el valor retroanalizado va a depender no sólo de la distancia que se utilice, sino que de las características estructurales del terraplén y del espesor de él.

Además, a partir del estudio se determinó que el retroanálisis utilizando el sensor bajo el plato de carga, teóricamente entrega una mejor estimación del valor compuesto de la subrasante y terraplén, siendo muy recomendable utilizar dicho valor. Sin embargo, en la realidad las mediciones del FWD bajo el plato de carga están influenciadas por la compresión del asfalto y las bases granulares, por lo cual no se puede emplear ese valor para realizar el retroanálisis.

Como el valor bajo el plato de carga es la mejor estimación del valor compuesto, se desarrolló una metodología que estima el valor de  $E_s$  bajo el plato de carga en base a los sensores ubicados a 12, 24 y 36 pulgadas. Para ello se define una parábola que pase por los valores retroanalizados de  $E_s$  en base a esos sensores y se estima el valor de  $E_s$  bajo el plato de carga. Es importante recordar que el valor obtenido es un valor de terreno que debe ser corregido por el factor C de AASHTO para llevarlo a un valor de  $M_R$  laboratorio.

### 4.5.2. Metodología propuesta.

Una vez obtenido el valor bajo el plato de carga ( $E_{s_{00}}$ ) se debe transformar ese valor a  $M_R$  mediante el factor C de AASHTO.

El factor C recomendado por AASHTO para suelos finos es 0,33, sin embargo, en el caso de los pavimentos asfálticos no se conoce cual se debe utilizar en suelos granulares salvo las recomendaciones descritas anteriormente.

Cabe destacar que en las aplicaciones prácticas que se han realizado, se ha comparado los valores retroanalizados de  $E_p$  y  $SN_{eff}$  a partir de este nuevo  $M_R$ , con los utilizados anteriormente. Obteniéndose que los nuevos valores estiman de mejor forma el  $SN_{eff}$  para los pavimentos nuevos.

### 4.5.3. Ejemplo de corrección de $M_R$ .

Se escogió el Bypass Rodelillo - El Salto, el cual presenta un terraplén variable entre 0,0 m. y 0,5 m. En la tabla 3 se muestran los resultados obtenidos.

$E_s$ TERRENO	$E_s d_0$	$M_R$ DISEÑO	CBR
(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(%)
1154	2204	735	9

Tabla 3 : Ejemplo de corrección de  $E_s$  para un pavimento asfáltico

## REFERENCIAS

- AASHTO (1993) AASHTO Guide for Design of Pavements Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- Darter, M. I., Hall, K. T. y Chen-Ming Kuo, (1995), Support Under Portland Cement Concrete Pavements, Transportation Research Board, Report 372, Washington. DC
- de Solminihaç, H. E. (1994) El Deflectómetro de Impactos en la Evaluación Estructural de Pavimentos, Boletín de Información Tecnológica (BIT), Noviembre, 1994.
- Dynatest y SME (1994), Pavement Deflection Analysis, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Publication N° FHWA-HI-94-021, Febrero 1994.
- Fernandez, M. y Fuentes, C. (1996) Consideraciones para el Diseño Estructural de Pavimentos, Borrador 3.0, Santiago, Chile, 1996.
- Hall, K. T. (1991), Performance, Evaluation, and Rehabilitation of asphalt overlaid concrete pavement, Ph.D. thesis , University of Illinois ad Urban Champaign.
- Hall, K. y Mohesini , A. (1991) Backcalculation of Asphalt Concrete-Overlaid Portland Cement Concrete Pavement Layer Moduli, Transportation Research Record 1293, Transportation Research Board, 1991, páginas 112 a 123.
- Houston, W. et al. (1992) Laboratory versus Nondestructive Testing for Pavement Design, Journal of Transportation Engineering, Volumen 118 N° 2, Marzo - Abril de 1992.
- Ortiz, R. 1996, Evaluación Estructural de Pavimentos Mediante el Uso del Deflectómetro de Impactos en Chile, Pontificia Universidad Católica, Santiago, Chile.



**COMISION DE DISEÑO Y EVALUACION  
DE PAVIMENTOS**



**DESARROLLO DE UNA RELACION INDICE DE  
SERVICIALIDAD (p) - INDICE DE RUGOSIDAD  
INTERNACIONAL (IRI)**

**1995**



**Cámara Chilena de la Construcción  
Corporación de Investigación de la Construcción**

RESUMEN EJECUTIVO		
<i>Nombre del Informe:</i> <b>Desarrollo de una Relación Índice de Serviciabilidad (p) - Índice de Rugosidad Internacional (IRI)</b>		<i>Fecha:</i> <b>1995</b>
<i>Mandante:</i> <b>Comisión de Diseño y Evaluación de Pavimentos. Camara Chilena de la Construcción</b>		
<i>Ejecutante:</i> <b>DDQ Ingenieros Consultores</b> José Manuel Infante 2802 Ñuños Fono: 223-2776	<i>Ing. Responsable:</i> <b>Dusan Dujisin Q.</b>  <i>Ing. de Proyecto:</i> <b>Alvaro Arroyo A.</b>	<i>Clasificación :</i> <b>Estudio de Investigación</b>
<i>Observaciones:</i>		<i>Número de Páginas:</i> <b>12</b>



## DESARROLLO DE UNA RELACION INDICE DE SERVICIABILIDAD (p)- INDICE DE RUGOSIDAD INTERNACIONAL (IRI)

### Introducción

El Índice de Rugosidad Internacional IRI (International Roughness Index) es un indicador ampliamente utilizado para evaluar el estado de los pavimentos y programar la oportunidad de mantención y rehabilitación. Por otra parte, el método de diseño AASHTO utiliza el valor del índice de serviciabilidad «p» (P.S.I.) como índice de la comodidad y seguridad del pavimento (1). Últimamente se han presentado varias relaciones p-IRI, en particular cabe mencionar la de Al-Omari y Darter (2), Gulen et al. (3), y Banco Mundial (4).

Gulen et al. propone 8 relaciones, 4 para pavimentos de hormigón y 4 para pavimentos asfálticos. De ellas se deduce que para un valor de IRI del orden de 4 m/km el correspondiente valor del índice de serviciabilidad p fluctúa entre -0.42 y 1.10, lo cual de acuerdo a la definición de AASHTO lo situaría en el rango de «Pavimentos Intransitables».

Nuestra experiencia nos señala que pavimentos con valores medidos de IRI del orden de 6 m/km, si bien presentan un nivel de confort y seguridad de regular a malo, son perfectamente transitables.

Las relaciones p-IRI que se presentan tienen un carácter preliminar y serán ajustadas con estudios actualmente en desarrollo.

### El Concepto de Serviciabilidad

El concepto de serviciabilidad fue introducido durante el desarrollo de la prueba AASHTO, y se define como la habilidad de un pavimento de proveer un manejo seguro y confortable a los usuarios. Cuantitativamente, la serviciabilidad se expresa a través de un «Índice de Serviciabilidad». (5)

En el ensayo vial AASHTO, la serviciabilidad se cuantificó inicialmente a través del «Present Serviceability Rating» (PSR). Para obtener el PSR, un grupo de conductores maneja en el pavimento y lo evalúa en una escala de 0 a 5. Un PSR de 5 indica un pavimento perfecto, mientras que un PSR de 0 representa un pavimento intransitable. En la tabla No1 se indica la condición de un pavimento de acuerdo a su PSR:

Tabla No1  
**Clasificación de un Pavimento de acuerdo a su PSR**

PSR (p)	Condición
0 - 1	Muy mala
1 - 2	Mala
2 - 3	Regular
3 - 4	Buena
4 - 5	Muy buena



El primer intento por relacionar la medición subjetiva de los usuarios (PSR) con mediciones objetivas de la condición de un pavimento lo realizó entre 1958 y 1960 el equipo de investigación del AASHO Road Test. Para ello, un grupo de pavimentos fue evaluado de acuerdo a su PSR y al mismo tiempo se tomaron mediciones físicas de su condición, las que incluían rugosidad, agrietamiento, baches y ahuellamiento. Con esta información se construyó, gracias a regresiones estadísticas, un estimador del PSR, que se denominó Present Serviceability Index (PSI). Las ecuaciones obtenidas fueron:

### **Pavimentos asfálticos**

$$\text{PSI} = 5.03 - 1.91 \log(1+SV) - 1.38 (\text{RD})^2 - 0.01 (\text{C}+\text{P})^{0.5} \quad (1)$$

### **Pavimentos rígidos**

$$\text{PSI} = 5.41 - 1.78 \log(1+SV) - 0.09 (\text{C}+\text{P})^{0.5} \quad (2)$$

Donde:

SV = Varianza de la pendiente longitudinal (slope variance),  $\times 10^2$  (in/ft)

RD = Ahuellamiento promedio, in

C = Superficie agrietada,  $\text{ft}^2/1000 \text{ ft}^2$

P = Area bacheada,  $\text{ft}^2/1000 \text{ ft}^2$

La varianza de la pendiente longitudinal (SV, slope variance) es un parámetro que representa la rugosidad de la sección de pavimento, y corresponde a la varianza de las medidas de desnivel del perfil longitudinal, medido con un equipo especial denominado perfilómetro.

La relación entre la serviciabilidad estimada y la calculada a través de las relaciones 1 y 2 se presenta en la figura 1.

### **Relación PSI - SV**

En la ecuaciones 1 y 2, el término de rugosidad (SV) controla el cálculo. En la práctica, esto significa que la rugosidad tiene el mayor efecto en la evaluación de los usuarios de la calidad de manejo. Por eso, aún cuando la ecuación de regresión contiene términos relacionados con deterioro, muchas investigaciones relacionan directamente el índice de serviciabilidad con mediciones de rugosidad.

Así, a partir de los datos obtenidos por el equipo de investigación del AASHO Road Test (5), se puede correlacionar el PSI solamente con las mediciones de rugosidad (SV), obteniéndose las siguientes ecuaciones, que se muestran en la figura 2:

### **Pavimentos Flexibles**

$$\text{PSI} = 4.95 - 2.01 \log(1 + SV) \quad R^2 = 0.950 \quad (3)$$

### **Pavimentos Rígidos**

$$\text{PSI} = 5.93 - 2.62 \log(1 + SV) \quad R^2 = 0.966 \quad (4)$$

## Relación IRI - SV

En la actualidad, como resultado de investigaciones auspiciadas por el Banco Mundial durante los años 80, se ha reemplazado el uso de la varianza de la pendiente longitudinal (SV) como medida de la rugosidad, reemplazándose por un índice denominado IRI (International Roughness Index). El IRI es un indicador ampliamente aceptado y utilizado en todo el mundo.

Por lo tanto, interesa obtener una relación entre la varianza de la pendiente longitudinal (SV) y el IRI. Para ello, se utilizó el siguiente procedimiento:

- Mediante un programa computacional, se generó aleatoriamente un perfil simulado, con cotas cada 30.48 cm (1.0 ft).
- Se calculó el IRI y la varianza de la pendiente longitudinal (SV) para ese perfil. Para ello se utilizó una adaptación del programa computacional entregado por el Banco Mundial para calcular el IRI (6). Para el cálculo de la varianza de la pendiente longitudinal se utilizó la siguiente ecuación (AASHTO):

$$SV = \frac{\sum y^2 - \frac{1}{n}(\sum y)^2}{n-1}$$

Con:  $y$  = diferencia de cota entre dos puntos distantes en 30.48 cm (1.0 ft), en in/ft.  
 $n$  = número de mediciones.

- Este procedimiento se repitió hasta obtener una base de datos de pares IRI - SV que abarcara el espectro de valores que toman en la práctica estos parámetros. En este trabajo, se obtuvo una base de datos de 458 pares de valores IRI - SV. En la figura 3 se presenta un gráfico generado a partir de esta información.
- Finalmente, a partir de la base de datos así obtenida, se buscó mediante regresiones estadísticas relaciones que ligan estas dos variables, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$\log(1 + SV) = 0.835 \text{ IRI}^{0.5} - 0.448 \quad R^2 = 0.977 \quad (5)$$

## Relación p-IRI

Finalmente, combinando las ecuaciones (3) y (4) con la ecuación (5), se obtienen las siguientes relaciones, que se muestran en la figura 4:

$$PSI = 5.85 - 1.68 \text{ IRI}^{0.5} \quad \text{Pavimentos flexibles} \quad (6)$$

$$PSI = 7.10 - 2.19 \text{ IRI}^{0.5} \quad \text{Pavimentos rígidos} \quad (7)$$

Para efectos comparativos, en la tabla N° 2 se entregan relaciones IRI - p según distintos autores.



Tabla No 2  
**Relaciones IRI - Índice de Serviciabilidad**

Pavimentos de Asfalto	Pavimentos de Hormigón	Fuente
$p = 5.85 - 1.68 \text{ IRI}^{0.5}$	$p = 7.10 - 2.19 \text{ IRI}^{0.5}$	D. Dujisin A. Arroyo
$p = 5 e^{-0.24 \text{ IRI}}$	$p = 5 e^{-0.272 \text{ IRI}}$	Al-Omari y Darter 1994 (2)
$p = 7.21 e^{-0.47 \text{ IRI}}$ $p = 5.5 - 1.25 \text{ IRI}$ $p = 4.8 - 6.36 \log (\text{IRI})$ $p = 8.3 - 3.78 \text{ IRI}^{0.5}$	$p = 14.05 e^{-0.74 \text{ IRI}}$ $p = 7.1 - 1.88 \text{ IRI}$ $p = 6.0 - 9.35 \log (\text{IRI})$ $p = 11.2 - 5.58 \text{ IRI}^{0.5}$	S. Gulen et. al. 1994 (3)
$p = 5 e^{-\text{IRI}/5.5}$	-	HDM III 1987 (4)

En las figuras 5 y 6 se grafican estas distintas relaciones y se tabulan algunos valores de p en función del IRI.

Se observa que para el caso de pavimentos asfálticos, la relación encontrada es muy similar a la del HDM III, que es ampliamente utilizada en nuestro país.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- «AASHTO Guide for Design of Pavement Structures 1993», American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 1993.
- 2.- Al-Omari B.A., M.I. Darter, «Relationships Between International Roughness Index and Present Serviceability Rating», Transportation Research Record 1435, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1994.
- 3.- Gulen, S., R. Woods, J. Weaver, V.L. Anderson, «Correlation of Present Serviceability Ratings with International Roughness Index», Transportation Research Record 1435, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1994.
- 4.- Paterson, W.D.O. «Road Deterioration and Maintenance Effects», The World Bank, Washington D.C., 1987.
- 5.- «The AASHTO Road Test, Report 5, Pavement Research», Highway Research Board Special Report 61E, National Academy of Sciences-National Research Council, Washington D.C., 1962.
- 6.- Sayers M.W., T.D. Gillespie and W.D.O. Paterson, «World Bank Technical Paper Number 46: Guidelines for Conducting and Calibrating Road Roughness Measurements», The World Bank, Washington, D.C., 1986.

Figura 1  
Relación PSR - PSI

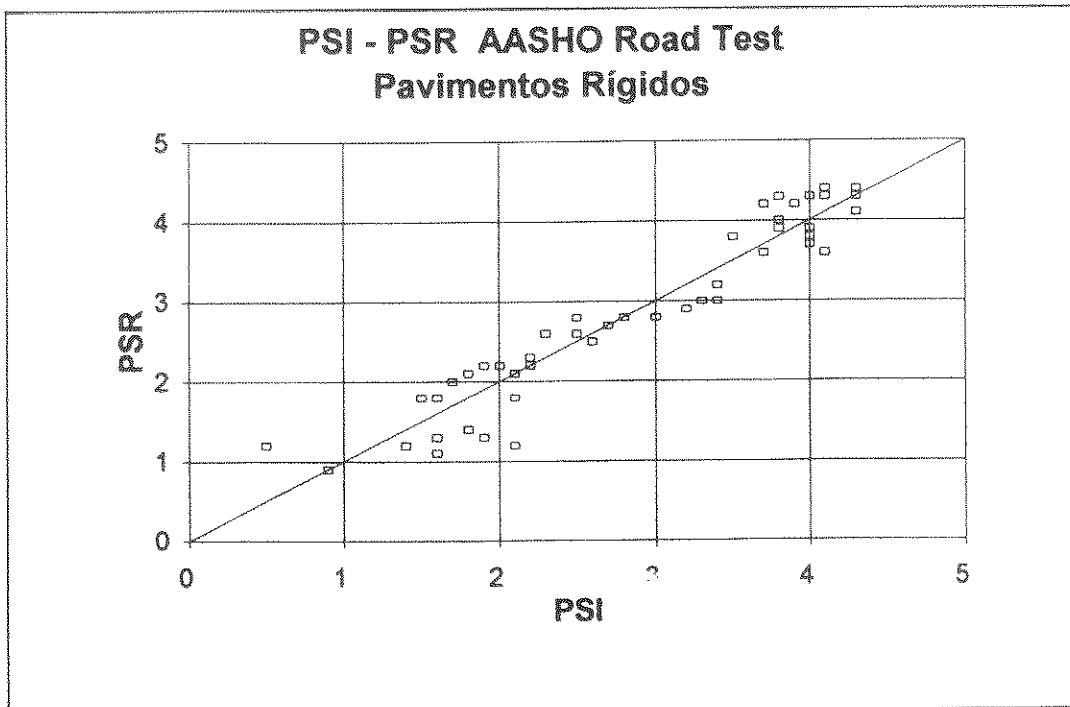
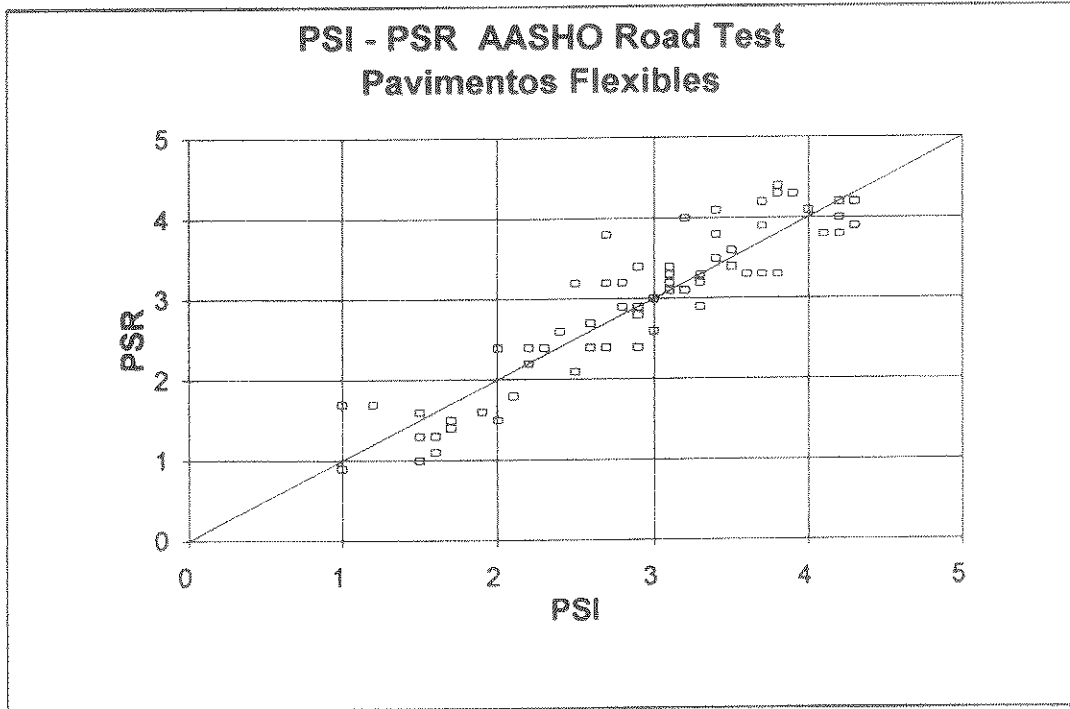
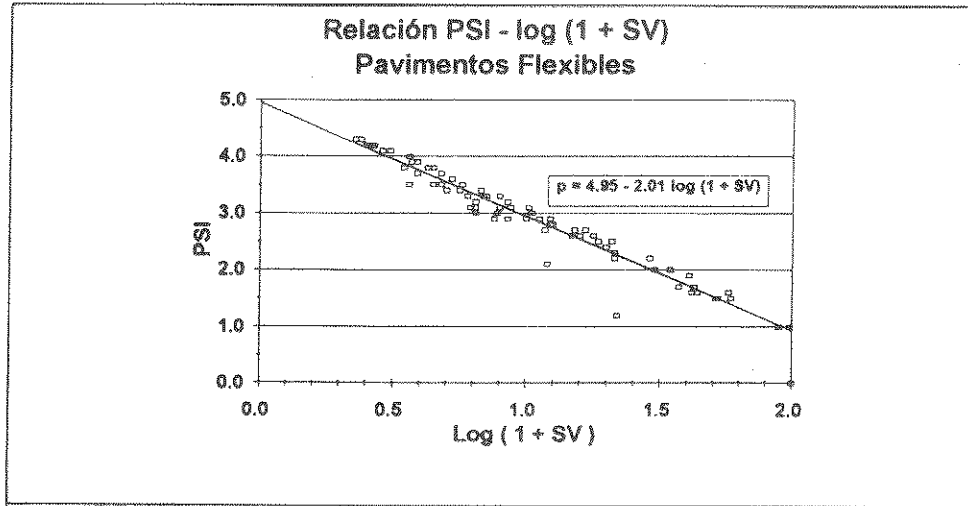
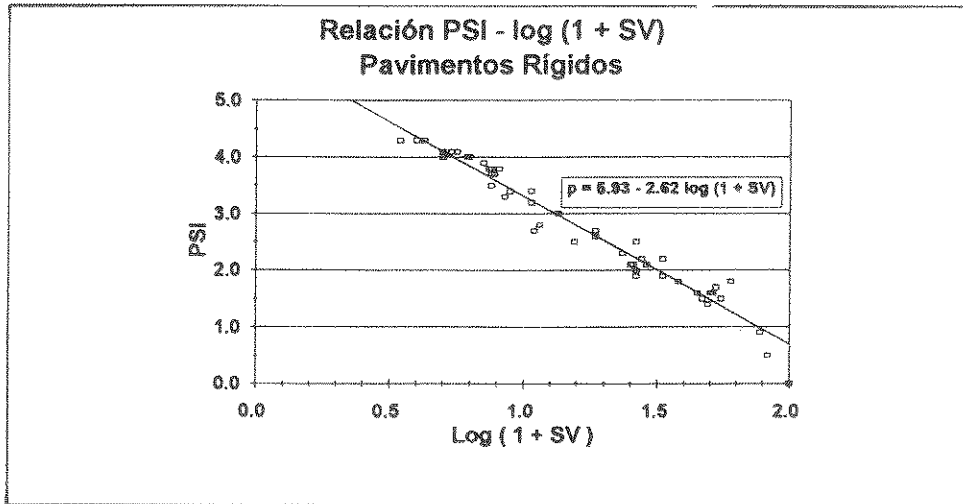


Figura 2  
Relaciones PSI - SV



Regression Output:

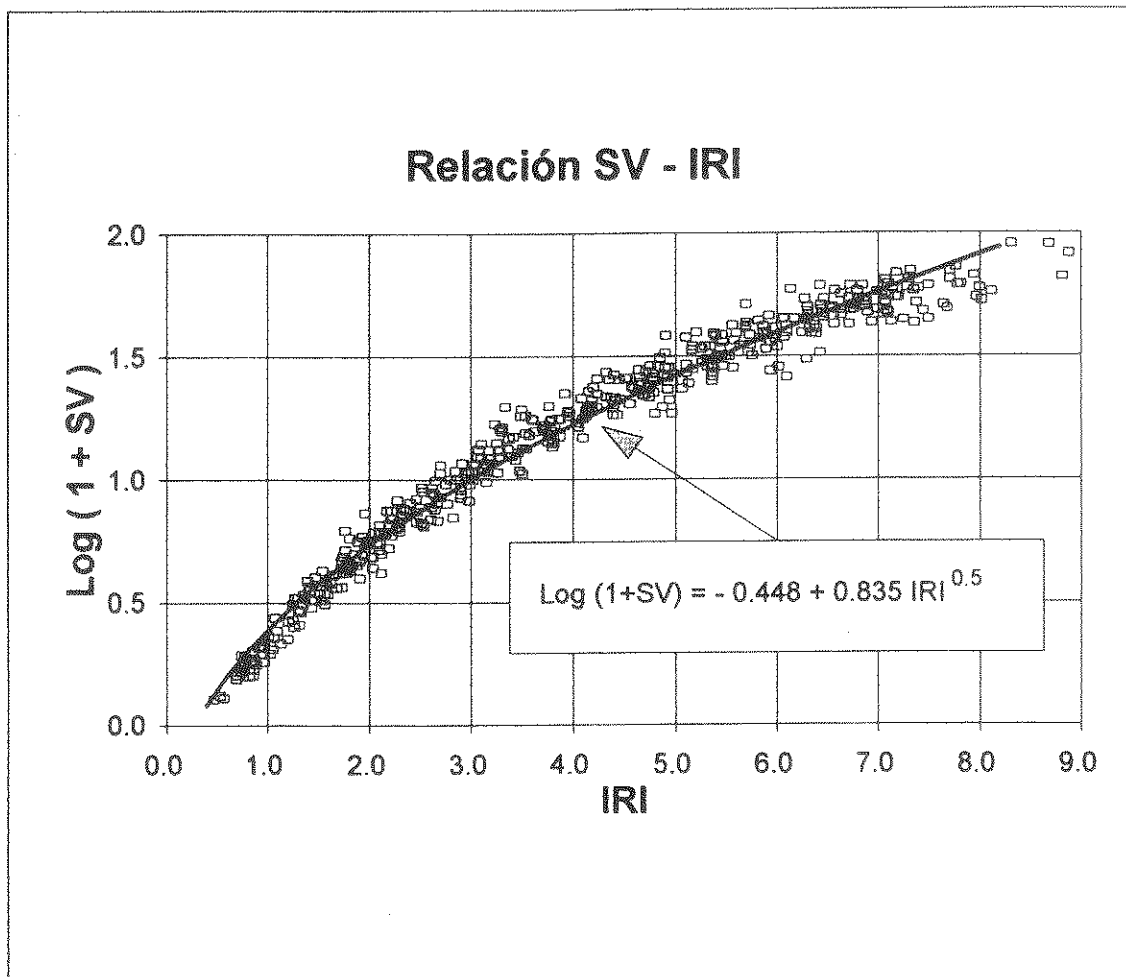
Constant	4.9499	X Coefficient(s)	-2.0081
Std Err of Y Est	0.1972	Std Err of Coef.	0.0541
R Squared	0.9503		
No. of Observations	74		
Degrees of Freedom	72		



Regression Output:

Constant	5.9302	X Coefficient(s)	-2.6152
Std Err of Y Est	0.1976	Std Err of Coef.	0.0719
R Squared	0.9657		
No. of Observations	49		
Degrees of Freedom	47		

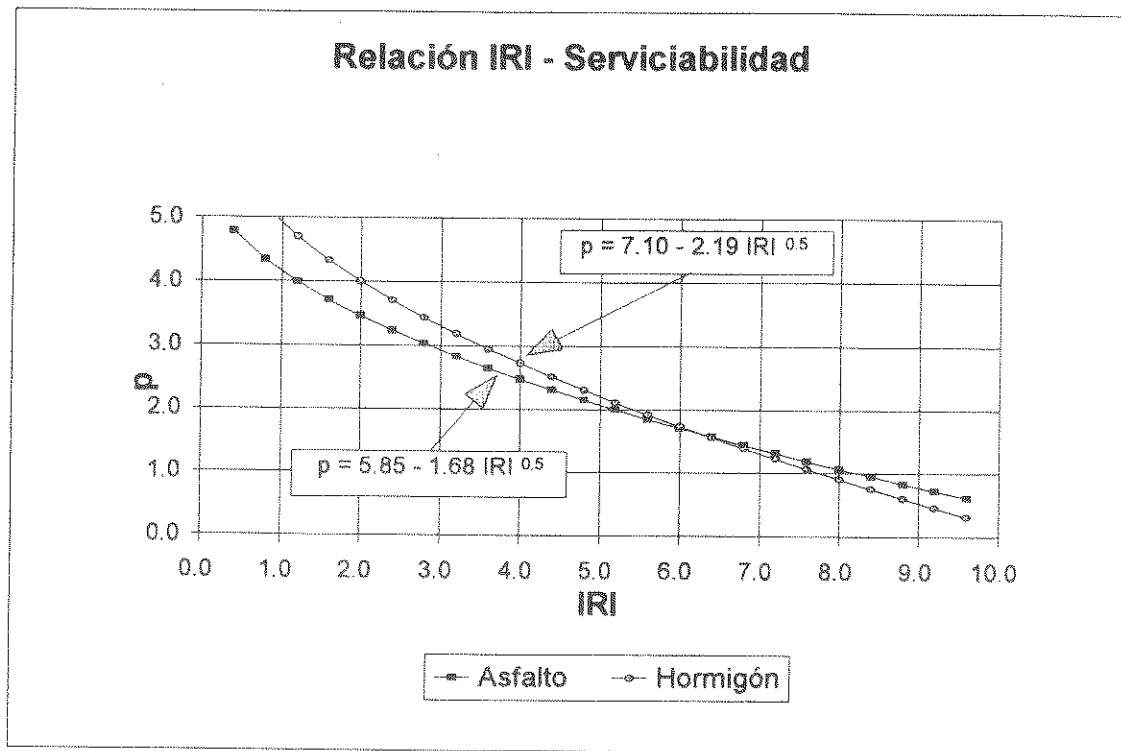
Figura 3  
Relación SV - IRI



Regression Output:

Constant	-0.44805978	X Coefficient(s)	0.83534987
Std Err of Y Est	0.07025655	Std Err of Coef.	0.00597723
R Squared	0.97718581		
No. of Observations	458		
Degrees of Freedom	456		

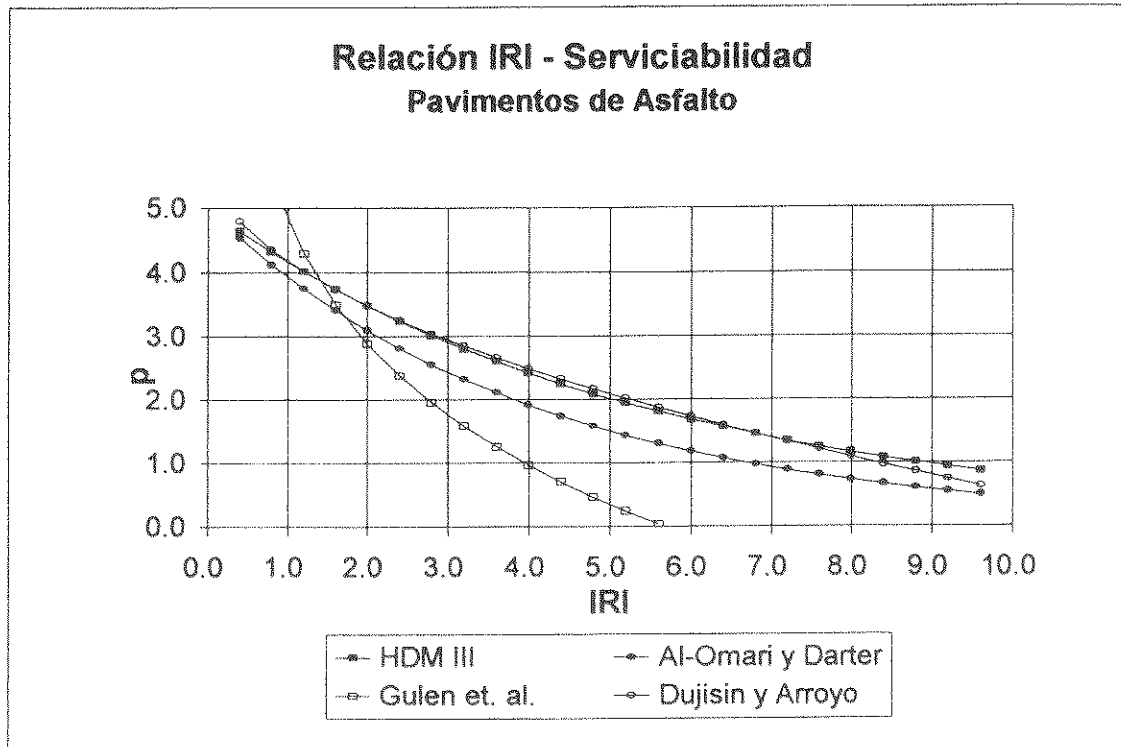
Figura 4  
Relaciones p - IRI



IRI	p	
	Asfalto	Hormigón
< 0.5	4.7	5.0
1.0	4.2	4.9
1.2	4.0	4.7
1.5	3.8	4.4
2.0	3.5	4.0
2.5	3.2	3.6
3.0	2.9	3.3
3.5	2.7	3.0
4.0	2.5	2.7
4.5	2.3	2.5
5.0	2.1	2.2

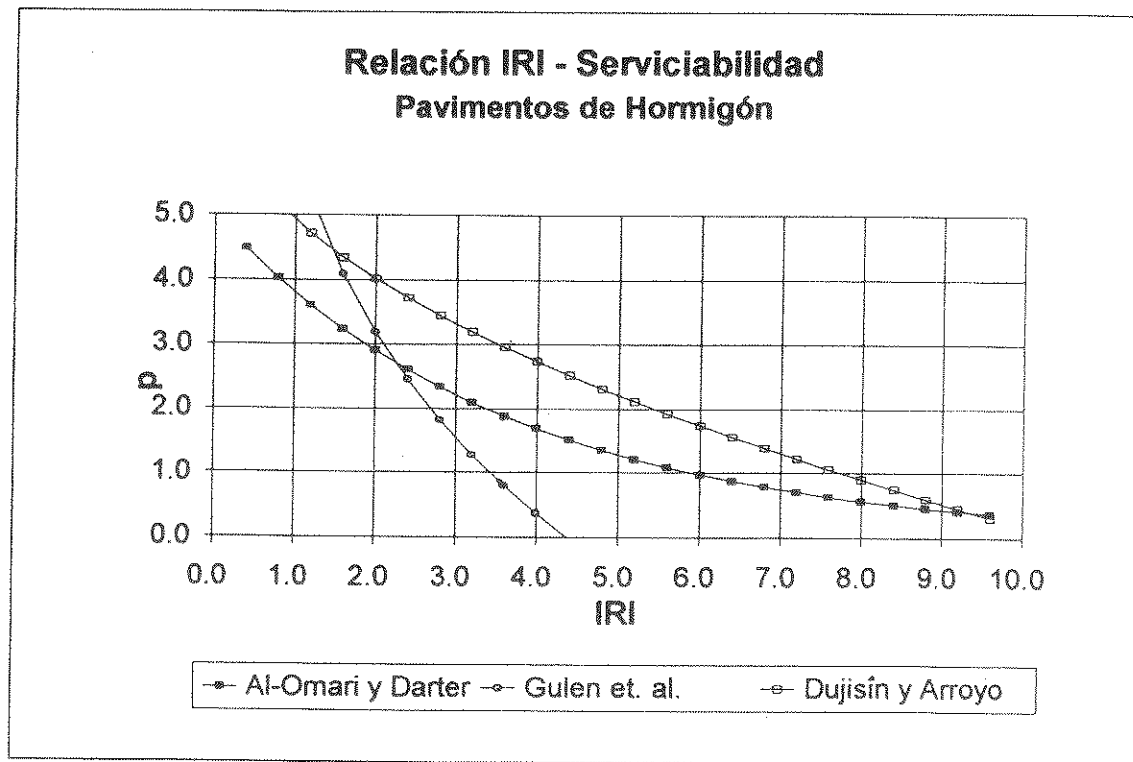


**Figura 5**  
**Relaciones p - IRI para Pavimentos Flexibles**



IRI (m / Km )	Indice de Serviciabilidad "p"			
	HDM III	Al - Omari y Darter	S. Gulen et. al.	D. Dujisin A. Arroyo
1.0	4.2	3.9	4.8	4.2
1.5	3.8	3.5	3.7	3.8
2.0	3.5	3.1	2.9	3.5
2.5	3.2	2.7	2.3	3.2
3.0	2.9	2.4	1.8	2.9
3.5	2.6	2.2	1.3	2.7
4.0	2.4	1.9	1.0	2.5
4.5	2.2	1.7	0.6	2.3
5.0	2.0	1.5	0.4	2.1

**Figura 6**  
**Relaciones p - IRI para Pavimentos Rígidos**



IRI (m / Km )	Indice de Serviciabilidad "p"			
	HDM III	Al - Omari y Darter	S. Gulen et. al.	D. Dujisin A. Arroyo
1.0	-	3.8	5.0	4.9
1.5	-	3.3	4.4	4.4
2.0	-	2.9	3.2	4.0
2.5	-	2.5	2.3	3.6
3.0	-	2.2	1.5	3.3
3.5	-	1.9	0.9	3.0
4.0	-	1.7	0.4	2.7
4.5	-	1.5	0.0	2.5
5.0	-	1.3	0.0	2.2

---

**COMISION DE DISEÑO Y EVALUACION  
DE PAVIMENTOS**

---

**DRENABILIDAD Y TIEMPOS DE SATURACION  
PARA BASES DE PAVIMENTOS**

**1995**

---

**Cámara Chilena de la Construcción  
Corporación de Investigación de la Construcción**

**D****RESUMEN EJECUTIVO**

<i>Nombre del Informe:</i> <b>Drenabilidad y Tiempos de Saturación para Bases de Pavimentos.</b>		<i>Fecha:</i> <b>1995</b>
<i>Mandante:</i> <b>Comisión de Diseño y Evaluación de Pavimentos. Camara Chilena de la Construcción</b>		
<i>Ejecutante:</i> <b>LEN y Asociados Ltda.</b> Ingenieros Asociados Rafael Cañas N° 84 Fono: 235-3191	<i>Ing. Responsable:</i> <b>Roberto Alvarez</b>  <i>Ing. de Proyecto:</i> <b>Roberto Alvarez</b>	<i>Clasificación :</i> <b>Estudio de Investigación</b>
<i>Observaciones:</i>		<i>Número de Páginas:</i> <b>68</b>

IN

I.

II.

ANE

CAL

ANE

TIEI

ANE

INFI

REF

<b>I. INTRODUCCION</b>	4
<b>II. CALCULO DEL COEFICIENTE DE DRENAJE</b>	5
2.1. Generalidades	5
2.2. Calidad del Drenaje	6
2.3. Tiempo de Saturación	11
2.4. Ejemplo de Cálculo del Coeficiente de Drenaje	18
2.5. Tablas: Precipitación Media Anual para Diversas Estaciones	19
ANEXO I:	
<b>CALIDAD DEL DRENAJE</b>	31
ANEXO II:	
<b>TIEMPO DE SATURACION</b>	37
ANEXO III:	
<b>INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE DRENAJE EN LOS ESPESORES DE DISEÑO</b>	64
<b>REFERENCIAS</b>	68

## DRENABILIDAD Y TIEMPOS DE SATURACION PARA BASES DE PAVIMENTOS

### I. INTRODUCCION

El método AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) para diseñar pavimentos incorpora, a partir de la versión de 1986, las características del drenaje de la estructura en el comportamiento de los pavimentos.

Este efecto se expresa modificando el coeficiente estructural de las capas no ligadas de los pavimentos flexibles, y el espesor en los pavimentos rígidos, para lo cual interviene el factor denominado **Coficiente de Drenaje**, determinado en función de:

- **Tiempo de Drenaje ( $T_{50}$ ):** Período que requiere una determinada estructura en drenar el 50% del agua libre a partir de un estado 100% saturado. La **Calidad del Drenaje** se define para rangos del tiempo de drenaje.
- **Tiempo de Saturación:** Porcentaje de tiempo de la vida útil durante el cual se prevé que la estructura se encontrará con niveles de humedad cercanos a la saturación (humedad igual o mayor al 50% del agua libre de saturación).

En los pavimentos flexibles, el coeficiente de drenaje que modifica el coeficiente estructural de capas no ligadas se denota por « $m_1$ » y está incorporado en la ecuación que determina el número estructural (SN) en conjunto con el coeficiente estructural de la capa ( $a_1$ ) y su espesor ( $D_1$ ). De esta forma:

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

En los pavimentos rígidos, el coeficiente de drenaje « $C_d$ » modifica directamente el espesor de éste, al afectar la resistencia a la flexotracción del hormigón.

Para efectos de comparación, tanto a  $m_1$  como a  $C_d$ , se les asignó el valor 1,0 en las condiciones de drenaje y clima prevaleciente donde se efectuó la Prueba AASHTO. Allí el tiempo de saturación fue del 5% y el tiempo de drenaje de 1 semana, lo que se definió como calidad de drenaje «regular».

Tanto por diferencias estructurales como climatológicas, resulta evidente la necesidad de adaptar la metodología (propuesta por AASHTO) para calcular los coeficientes de drenaje, a las condiciones particulares imperantes en el país. Con ese objetivo se desarrolló el presente estudio basado, en general, en las hipótesis y consideraciones señaladas en la Guía AASHTO, salvo por los siguientes aspectos:

- El tiempo de drenaje se establece mediante un modelo con régimen impermanente con evacuación tanto horizontal como vertical del agua libre existente. (la Guía AASHTO sólo considera evacuación horizontal en un modelo con régimen permanente).
- Aún cuando la permeabilidad ( $k$ ) de un suelo, es extremadamente sensible a algunas propiedades del material, en especial la cantidad y tipo de finos (porcentaje que pasa por el tamiz de 0,08 mm) presentes en él, se entrega un rango de valores para las bandas granulométricas más frecuentemente especificadas para las bases y sub-bases de los pavimentos chilenos (Ref. 7).

•  
Z  
Y  
D  
P  
•  
S  
P  
E  
D  
D  
•  
S  
D  
A  
•  
S  
P  
P  
I  
D  
•  
S  
E  
II  
2  
E  
D  
D  
C  
D  
E  
E  
E

- Se caracterizan las precipitaciones del país, modelando su distribución y frecuencia para 6 zonas diferentes que abarcan desde la IV a la XII Región. En función de las precipitaciones, la infiltración y el tiempo de drenaje, se establece el tiempo de saturación por medio de una modelación dinámica de los caudales que entran y salen de la base.

Para facilitar el uso de la información contenida en el estudio, éste se presenta dividido de la siguiente forma:

- **Cálculo del Coeficiente de Drenaje**

Se expone el procedimiento establecido en el estudio para determinar los coeficientes de drenaje,  $m_i$  para pavimentos flexibles y  $C_{d_i}$  para los rígidos. Ello se realiza mediante gráficos que permiten establecer el tiempo de drenaje en función de las características de la estructura y de las permeabilidades de la base y sub-rasante, así como el tiempo de saturación para diferentes zonas del país, en función de la precipitación media anual y del tiempo de drenaje.

- **Anexo I, Calidad del Drenaje**

Se describe el modelo implementado para determinar el tiempo de drenaje que establece la Calidad del Drenaje según rangos de valores definidos por AASHTO. Además, se entregan las hipótesis, análisis y simplificaciones utilizadas para obtener los gráficos finales.

- **Anexo II, Tiempo de Saturación**

Se describen los procedimientos seguidos para relacionar las precipitaciones medias anuales que se presentan a lo largo del país, con el porcentaje de tiempo del año que una determinada base permanecerá con una humedad cercana a la de saturación. Además, se presenta el cálculo de la infiltración a partir de un método empírico propuesto por AASHTO y la modelación de las características de la estructura a partir del tiempo de drenaje ( $T_{50}$ ).

- **Anexo III, Influencia del Coeficiente de Drenaje en los Espesores de Diseño.**

Se analiza, mediante la sensibilización de los parámetros que afectan el coeficiente de drenaje, cuál es la influencia de éste en los espesores de diseño.

## II.- CALCULO DEL COEFICIENTE DE DRENAJE

### 2.1 Generalidades

El método de diseño AASHTO (Ref. 1 y Ref. 11) tiene en consideración la influencia de la calidad del drenaje y las características de las precipitaciones en el comportamiento del pavimento, al tratar el efecto de la humedad en las propiedades de los materiales que conforman las diferentes capas del pavimento y, consecuentemente, su capacidad estructural. Este efecto queda expresado en los coeficientes de drenaje  $C_d$  y  $m_i$  (para los pavimentos rígidos y flexibles, respectivamente), los que se determinan en función de la calidad del drenaje y del porcentaje de tiempo en que las bases están expuestas a niveles de humedad cercanos a la saturación.

Las Tablas N° 1 y N° 2 muestran los coeficientes de drenaje propuestos en el Método AASHTO (Ref. 1). A estas Tablas se ingresa en forma discreta por la «Calidad del Drenaje» y en forma continua (interpolando) en función del «Tiempo de Saturación».

CALIDAD DEL DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO EN QUE LA ESTRUCTURA ESTA EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD CERCANOS A LA SATURACION			
	< 1 %	1 - 5%	5 - 25%	> 25 %
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

**TABLA N° 1.**  $C_d$  para pavimentos rígidos. (Fuente: Ref. 1)

CALIDAD DEL DRENAJE	PORCENTAJE DE TIEMPO EN QUE LA ESTRUCTURA ESTA EXPUESTA A NIVELES DE HUMEDAD CERCANOS A LA SATURACION			
	< 1 %	1 - 5%	5 - 25%	> 25 %
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

**TABLA N° 2.**  $m_f$  para pavimentos flexibles. (Fuente: Ref. 1)

## 2.2 CALIDAD DEL DRENAJE

La «Calidad del Drenaje» queda definida por el tiempo que demora una base en drenar el 50% del agua libre de saturación, es decir, del tiempo durante el cual permanece con niveles de humedad cercanos a la saturación ( $T_{50}$ ).

La Tabla N° 3, muestra la calificación de la «Calidad del Drenaje» sugerida por AASHTO.

CALIDAD DEL DRENAJE	$T_{50}$ CALCULADO	$T_{50}$ RECOMENDADO
Excelente	2 - 4 horas	2 horas
Bueno	0,5 a 1 día	1 día
Regular	3 a 6 días	7 días
Malo	18 a 36 días	1 mes
Muy malo	Más de 36 días	No drena

**TABLA N° 3.** Relación entre Tiempo de Drenaje y Calidad del Drenaje (Fuente, Ref. 1).



En el modelo implementado en este estudio, el tiempo de drenaje ( $T_{50}$ ) se establece por medio de la siguiente relación:

$$T_{50} = T_{50}' * C1 * C2 * C3 \text{ [DIAS]}$$

donde:

**$T_{50}'$  [DIAS]:**

Es el tiempo, expresado en días, que demora una «base tipo», en drenar el 50% del agua libre de saturación.

El Gráfico N° 1, permite determinar el  $T_{50}'$  en función de las permeabilidades de la base (y sub-base) y de la sub-rasante.

En caso de no disponer de información confiable del valor de  $k$ , este puede, en general, estimarse con la fórmula de Hazen:

$$k = C d_{10}^2 \text{ (cm/s)}$$

$d_{10}$  [cm] : Diámetro por el cual pasa el 10% del material.

$C$  : Coeficiente que varía entre 90 y 120 (aprox. 100 según Ref. 5).

Las permeabilidades de las bases que más usualmente se utilizan en el país y que se ajustan a los requisitos del LNV 102 de la Dirección de Vialidad, pueden también estimarse con el Gráfico N° 2.

La permeabilidad de diversos suelos que normalmente conforman la sub-rasante, se encuentran dentro de los valores de referencia que se indican en el propio Gráfico N° 1, de acuerdo con la Ref. 4.

**C1 .. C3:**

Para secciones diferentes de la «sección tipo» usada para calcular el Gráfico N°1 (cuyas características se indican en la parte superior) el  $T_{50}'$  debe modificarse, afectándolo con los factores de ajuste que se determinan de los Gráficos N° 3 al N° 5. Ellos entregan el factor de ajuste para pasar del  $T_{50}'$  de la sección tipo, al tiempo de drenaje correspondiente a la sección real que se analiza, en función de la relación entre las permeabilidades de la base ( $k_b$ ) y de la sub-rasante ( $k_{sr}$ ).

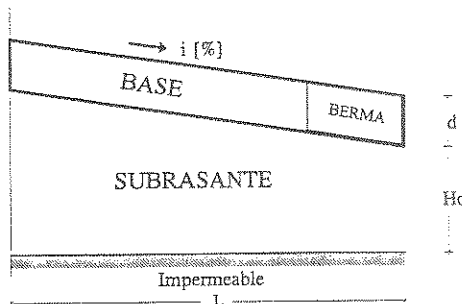
- \* Gráfico N° 3 :Factor de Ajuste para el ANCHO; C1
- \* Gráfico N° 4 :Factor de Ajuste para PENDIENTE transversal; C2
- \* Gráfico N° 5 :Factor de Ajuste para la ALTURA DE LA SUB-RASANTE; C3

GRAFICO N° 1

TIEMPO DE DRENAJE  $\rightarrow T_{50}$  [Días]

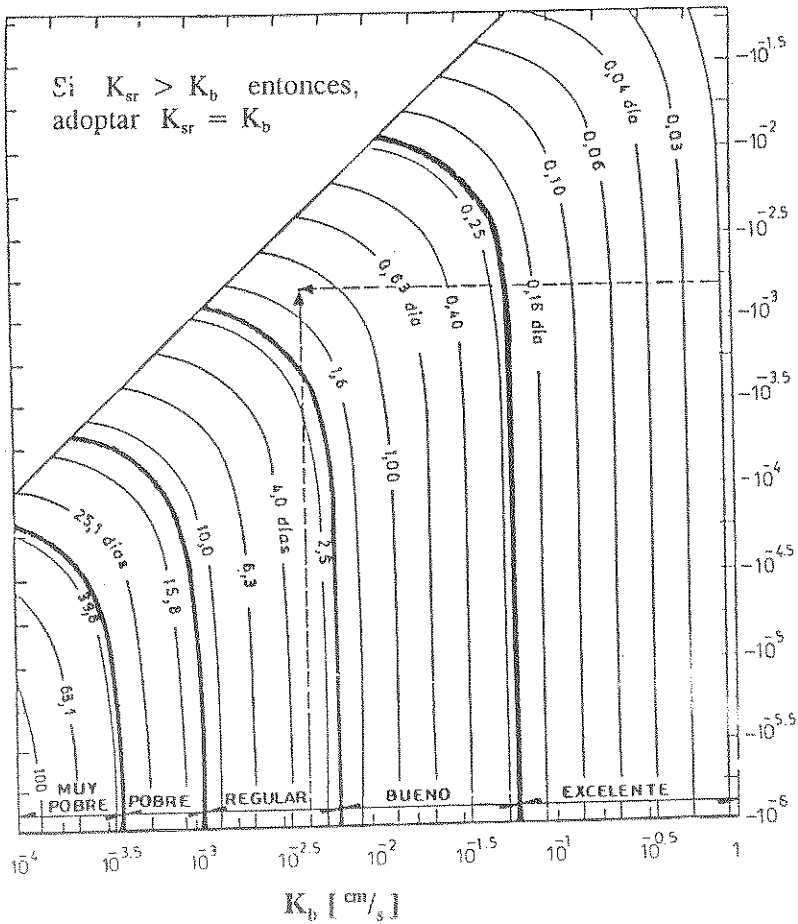
SECCION TIPO

- Ancho de la Base (L) = 6,00 m
- Espesor de la Base (d) = 0,15 m
- Porosidad Cinemática ( $n_c$ ) = 12,0 %
- Bombeo (i) = 2,0 %
- Altura de Subrasante ( $H_0$ ) = 0,50 m



SUB-RASANTE

- GRAVA LIMPIA
- ARENAS LIMPIAS - GRAVA-ARENA LIMPIA -
- ARENAS MUY FINAS, LIMOS -
- ARENAS LIMOSAS, LIMO-ARCILLA, MORENAS -
- ARCILLAS ESTRATIFICADAS -
- ARCILLA FRANCA



PERMEABILIDAD SUB-RASANTE

PERMEABILIDAD BASE/SUB-BASE

**OTROS AJUSTES:**

Además de las variaciones que experimenta el  $T_{50}'$  por los factores señalados antes, se analizaron otros, no incluidos por lo siguiente:

- \* En estricto rigor, el  $T_{50}'$  cambia al variar el espesor de la base. Sin embargo, tal como se muestra en el Anexo I, el error que se comete al obviarlo es poco relevante, de manera que se optó por no incluirlo.
- \* El Gráfico N° 1, fue calculado para una porosidad total del 15% y una porosidad cinemática (agua libre) igual al 80% de aquella, es decir 0,12.

Si para una situación específica resultara una porosidad cinemática muy diferente del 0,12 utilizado en el Gráfico N° 1, el  $T_{50}'$  debe afectarse de un Factor de Ajuste adicional (C4), determinado de acuerdo con lo que se indica en el Anexo I.

*PERMEABILIDAD DE BASES Y SUB-BASES  
(Bases de la Dirección de Vialidad, según LNV 102)*

*PERMEABILIDAD DE BASES Y SUB-BASES  
(Bases de la Dirección de Vialidad, según LNV 102)*

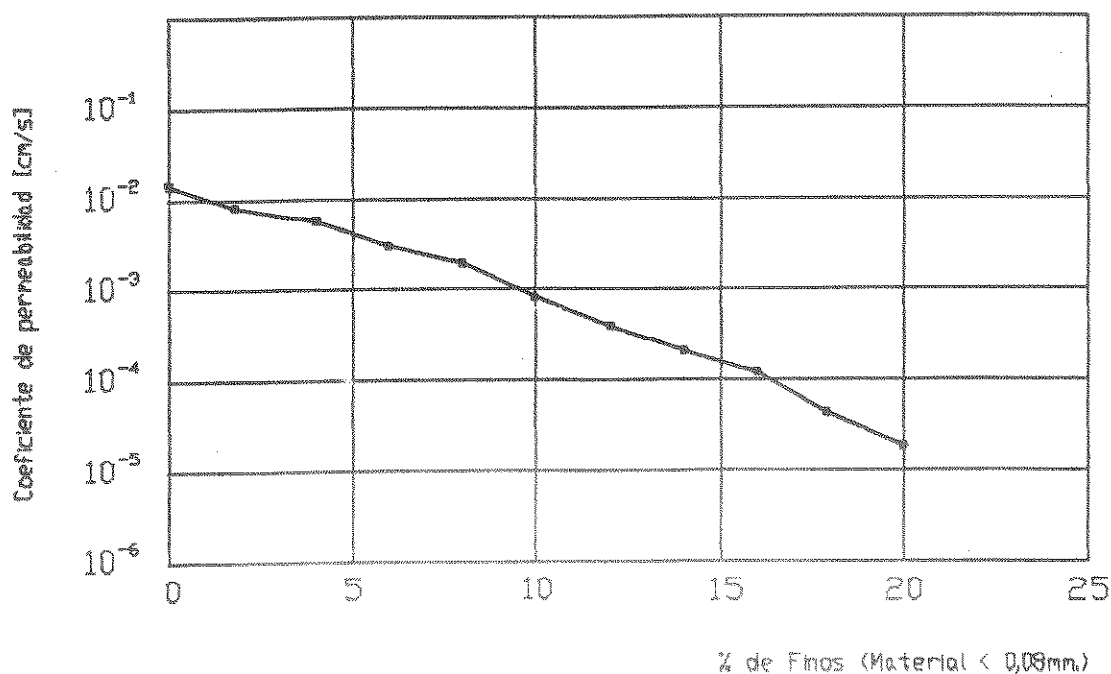


GRAFICO N°2

FACTOR DE AJUSTE  $\rightarrow$  C1  
PARA EL ANCHO DE LA BASE

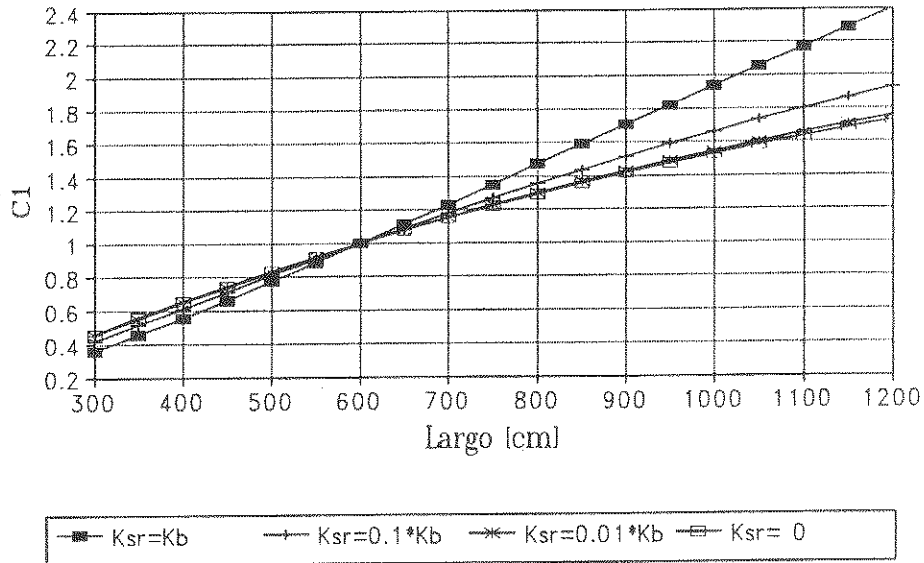


GRAFICO N° 3.

FACTOR DE AJUSTE  $\rightarrow$  C2  
PARA LA PENDIENTE TRANSVERSAL

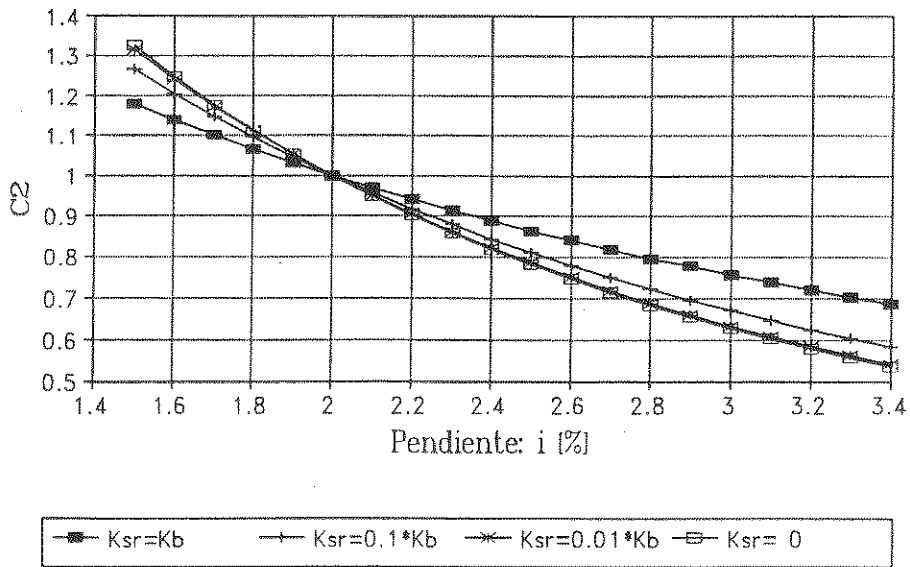


GRAFICO N° 4.

## FACTOR DE AJUSTE $\rightarrow C3$ PARA LA ALTURA DE LA SUBRASANTE

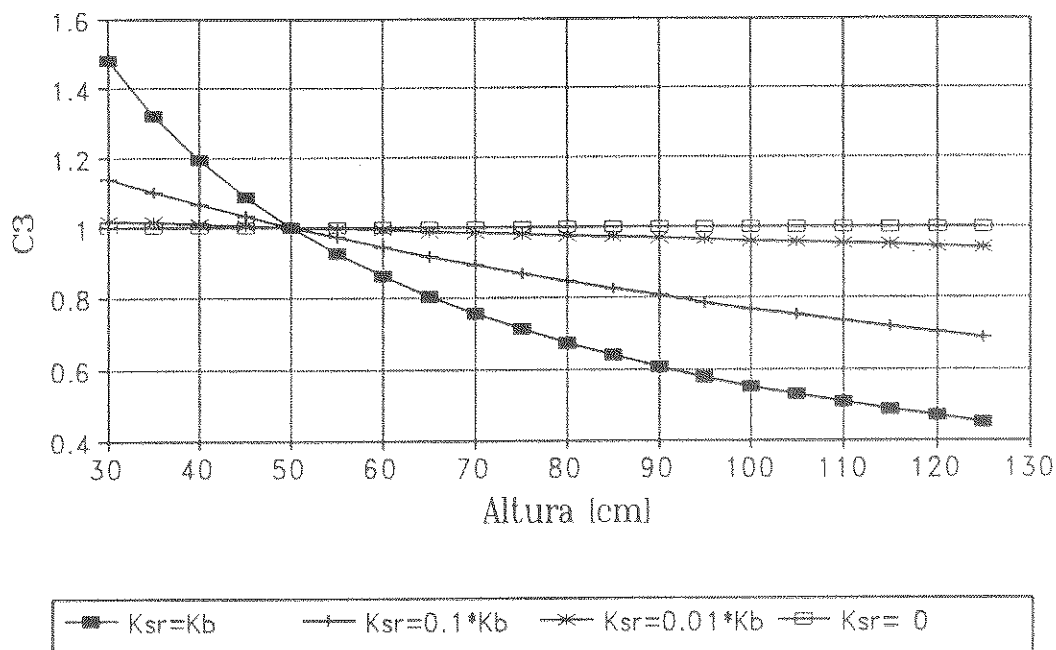


GRAFICO N° 5.

### 2.3 TIEMPO DE SATURACION

El tiempo que una determinada estructura de pavimento permanecerá con humedades cercanas a la saturación, es función de la drenabilidad de la base, de la tasa de infiltración del pavimento y de las características de las precipitaciones en la zona del proyecto. Todos estos factores fueron analizados y ponderados, de acuerdo con lo que se detalla en el Anexo II, Tiempo de Saturación.

El resultado de los estudios queda resumido en los 6 gráficos (Gráficos N° 6 al N° 11) que se adjuntan, donde el «tiempo de saturación» se determina a partir de 3 parámetros:

- Tiempo de Drenaje :  $T_{50}$  [días]
- Región o zona del país en que se localiza el proyecto
- Precipitación media anual [mm] característica en el área de emplazamiento del proyecto.

# TIEMPO DE SATURACION IV REGION

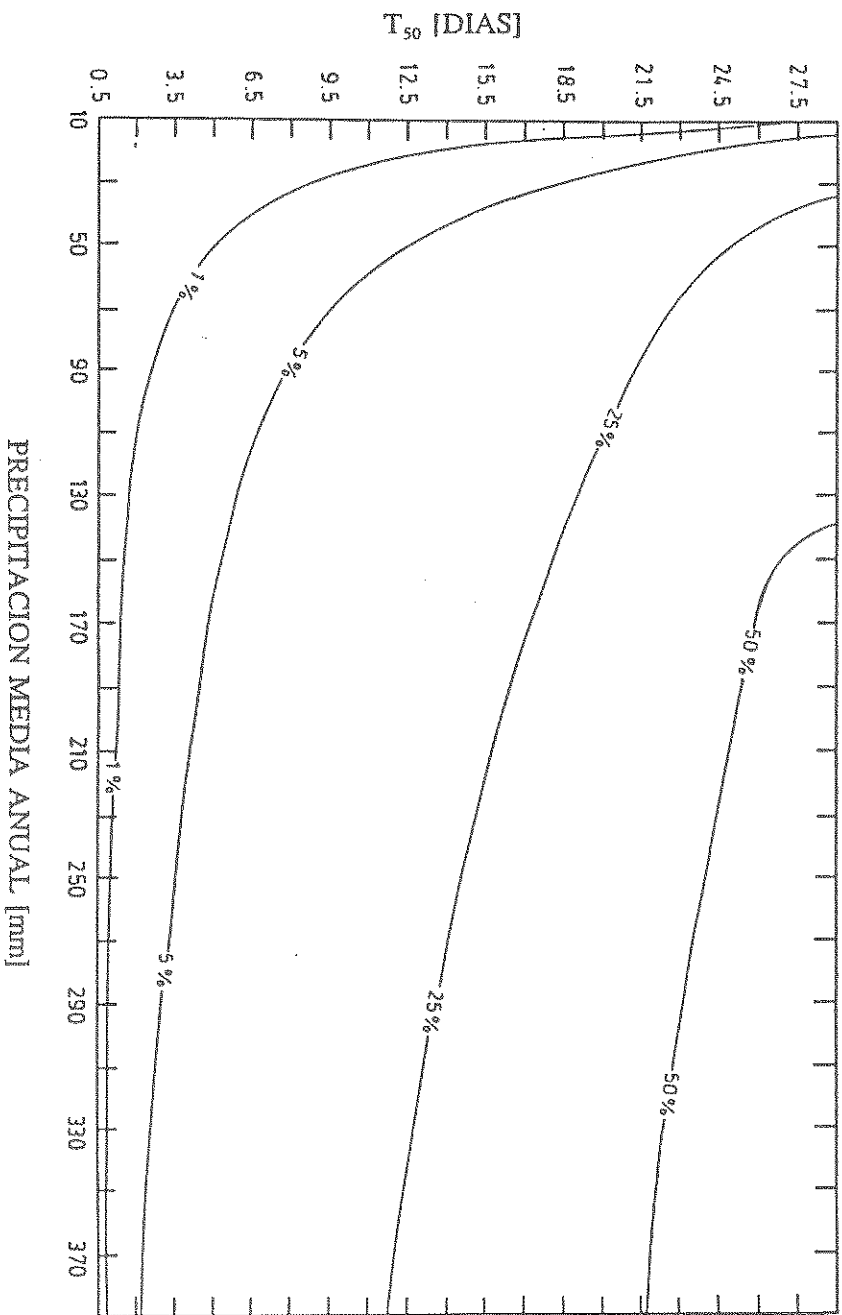
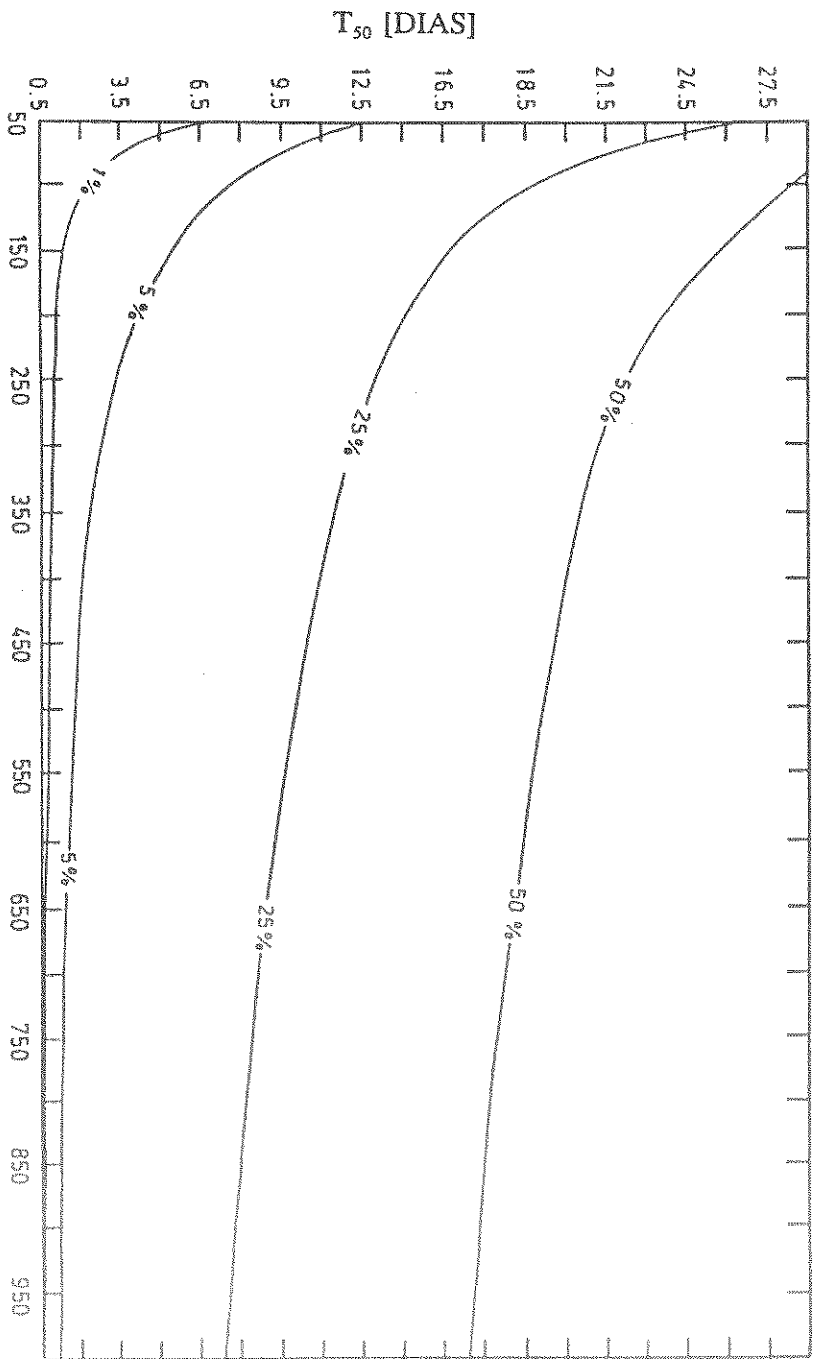


GRAFICO N° 6

# TIEMPO DE SATURACION

V - A.M. - VI REGIONES



PRECIPITACION MEDIA ANUAL [mm]

GRAFICO N° 7

# TIEMPO DE SATURACION VII - VIII - IX REGIONES

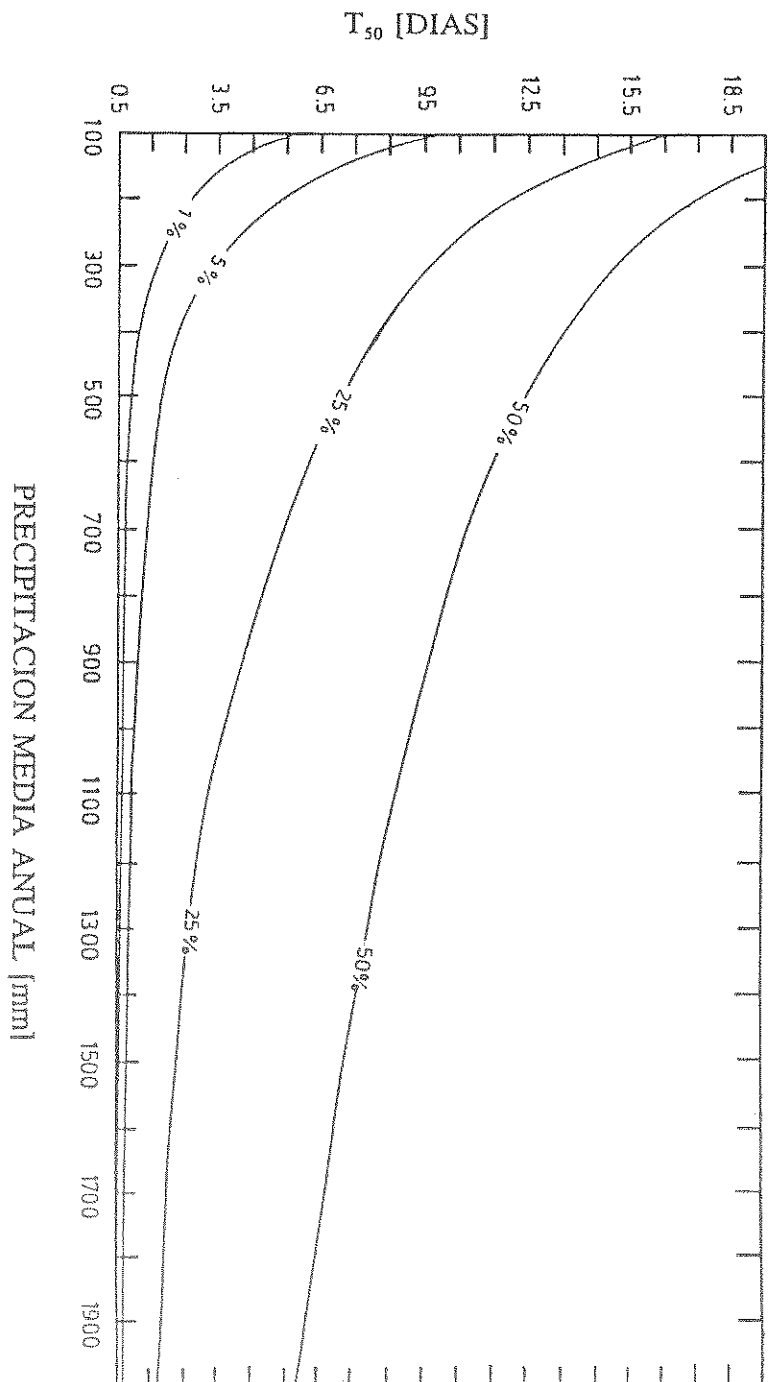


GRAFICO N° 8



# TIEMPO DE SATURACION X REGION

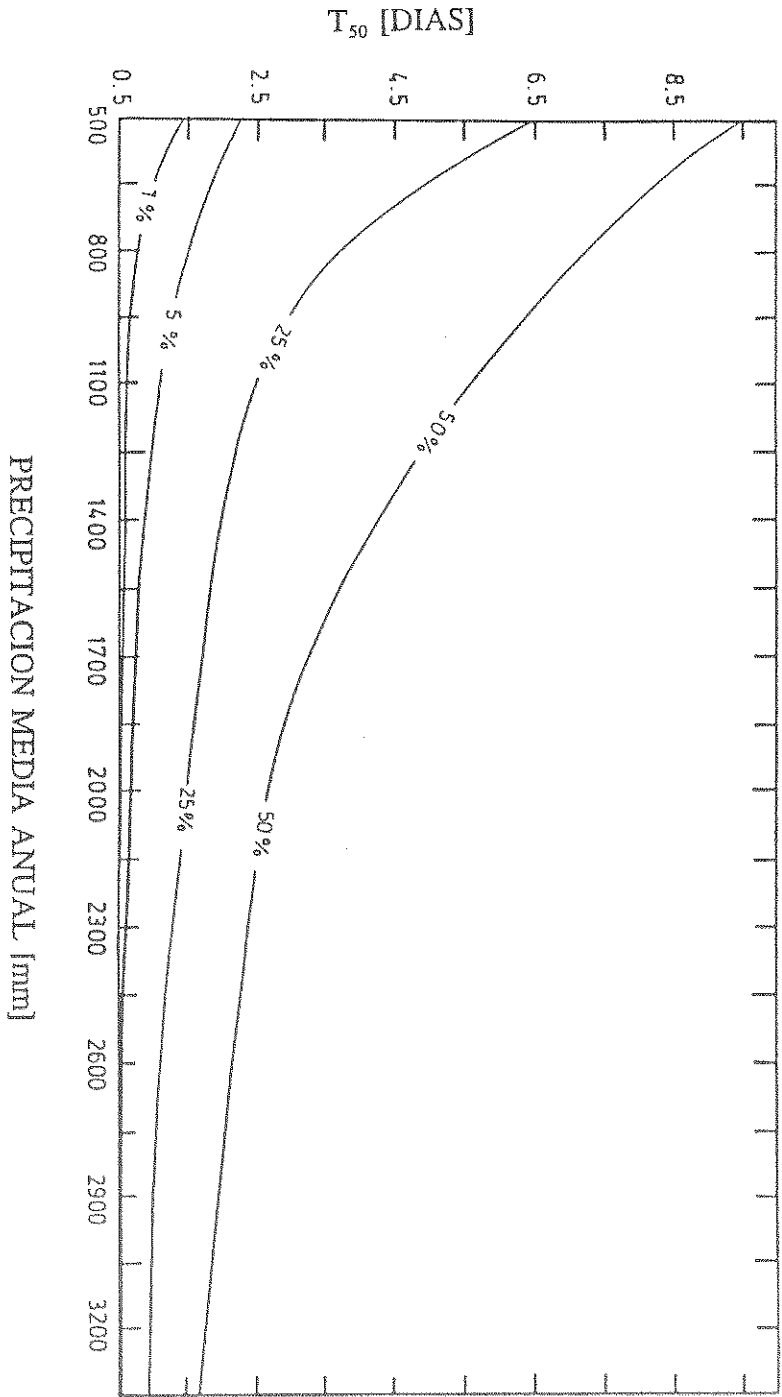


GRAFICO N° 9

# TIEMPO DE SATURACION XI REGION

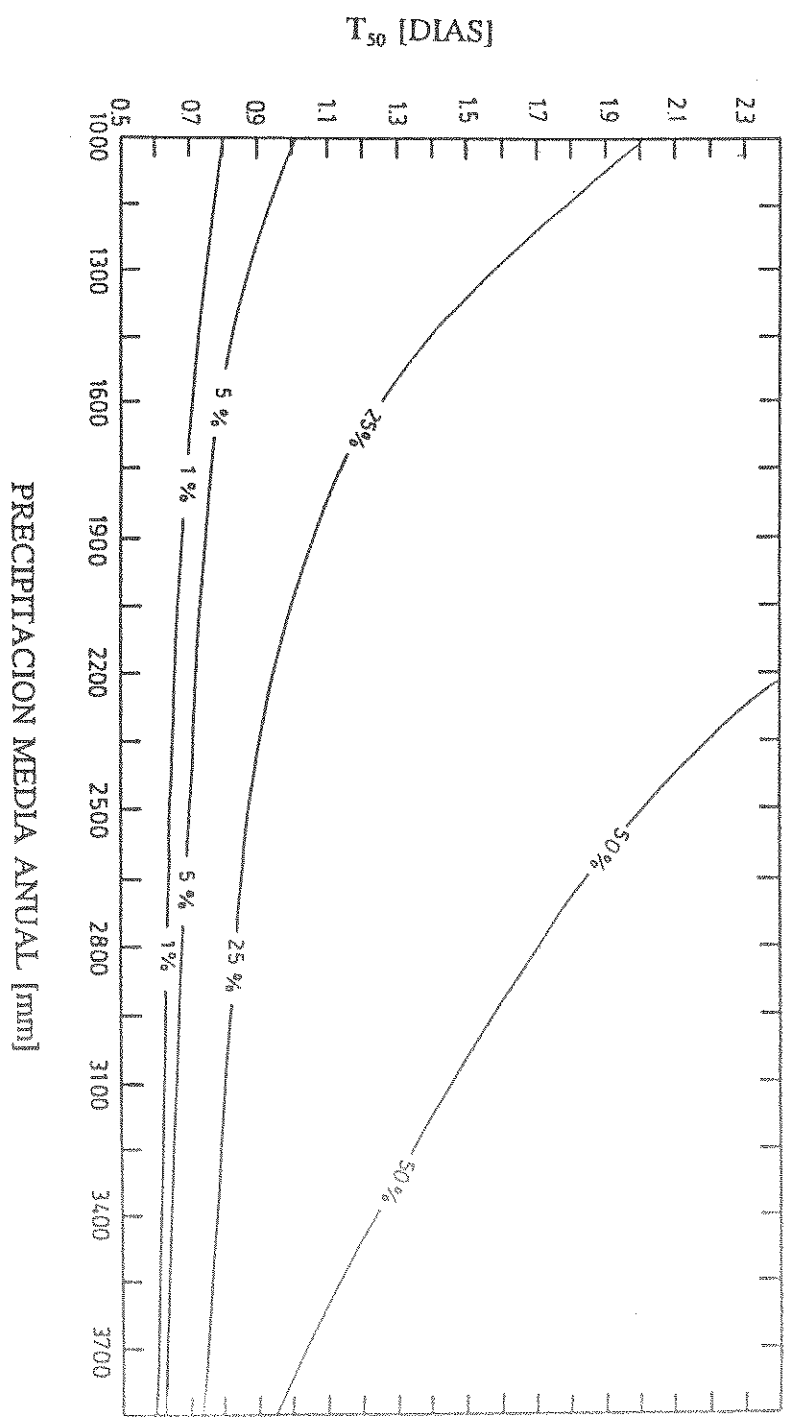


GRAFICO N° 10

# TIEMPO DE SATURACION XII REGION

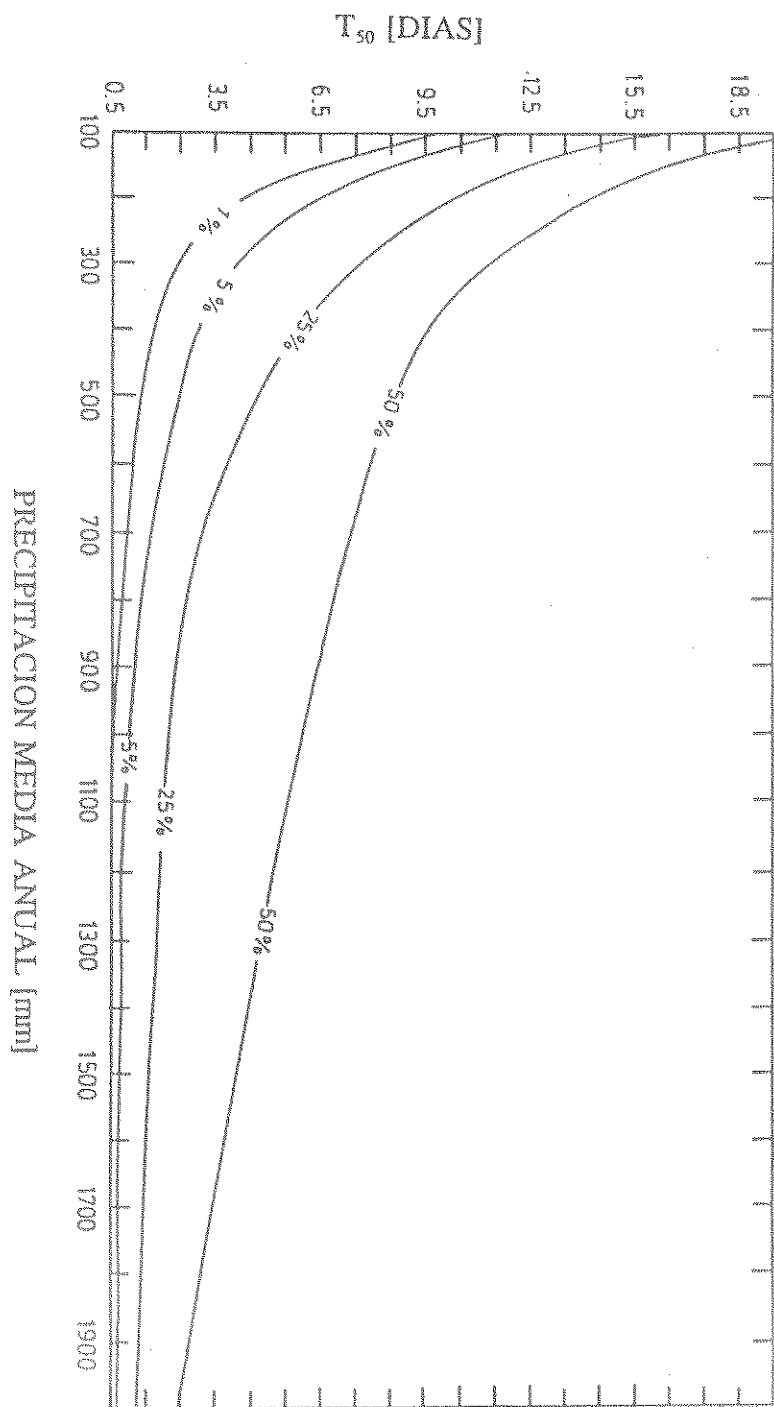


GRAFICO N° 11

## 2.4 EJEMPLO DE CALCULO DEL COEFICIENTE DE DRENAJE

Determinar el coeficiente de drenaje ( $C_d$ ) para diseñar un pavimento rígido en la zona de la ciudad de Parral en la VII Región.

Los antecedentes básicos son:

- \* Precipitación media anual según Estación Parral Dos: 982 mm.
- \* Base según especificación de la Dirección de Vialidad (LNV 102) tipo TM-50b con 5% de finos limosos.
- \* Ancho de la base: 950 cm.
- \* Pendiente transversal (bombeo): 2%
- \* Sub-rasante conformada por una grava-arenosa de 1 m. de altura.

Respuesta:

- \* El Gráfico N° 2 indica  $k_b = 10^{-2.3}$  (cm/s)
- \* El Gráfico N° 1 permite estimar que para la sub-rasante se puede adoptar  $k_{sr} = 10^{-3}$  (Por lo tanto  $k_{sr} \gg 0,2 \cdot k_b$ ).
- \* Del Gráfico N° 1, con  $k_b = 10^{-2.3}$  y  $k_{sr} = 10^{-3}$  se obtiene  $T_{50} \gg 1,3$  (días).
- \* Ajuste por el ancho de la base (950 cm) :  $C1 \gg 1,70$
- \* Ajuste por bombeo (2%) :  $C2 = 1,0$
- \* Ajuste por altura sub-rasante (1 m) :  $C3 \gg 0,70$
- \* En consecuencia:  
 $T_{50} = 1,3$  (días)  $\cdot 1,70 \cdot 1,00 \cdot 0,70 = 1,55$  (días)
- \* La calidad del drenaje es «buena» (Gráfico N° 1)
- \* El Tiempo de Saturación se calcula con el Gráfico N° 8 (VII Región), una precipitación media anual de 982 mm. y un Tiempo de Drenaje de 1,55 días.  
Tiempo de Saturación : 5 al 25% ( $\gg$  8%)
- \* La Tabla N° 1, indica que para un drenaje «bueno» y un tiempo de saturación entre 5 y 25%,  $C_d = 1,10$  a 1,00.  
Interpolando con un Tiempo de Saturación del 8%, se tiene  $C_d = 1,08$ .

Ajuste Adicional.

Si además de los antecedentes básicos señalados antes para la base, se establece que, por ejemplo:

$$\begin{aligned} \text{D.C.S.} &= 2,10 \text{ (gr/cm}^3\text{)} && \text{(densidad compactada seca)} \\ \text{P.E.S.} &= 2,60 \text{ (gr/cm}^3\text{)} && \text{(peso específico de los sólidos)} \\ n &= 1 - 2,10/2,60 = 0,19 && \text{(porosidad total)} \end{aligned}$$

Esta porosidad total difiere bastante de  $n = 0,15$  usado en el Gráfico N° 1, por lo que de acuerdo con lo indicado en el Anexo I, conviene hacer un ajuste adicional, como sigue:

- \* Según la Tabla N° I.1, con 5% de finos limosos  
 $r = 0,40$  (grava)
- \*  $n_c = r \cdot n = 0,40 \cdot 0,19 = 0,08$
- \* Del Gráfico N° I.3, para  $n_c = 0,08$ ,  $C4 = 0,68$
- \* En consecuencia:  $T_{50} = 1,55$  (días)  $\times 0,68 = 1,05$  (días)
- \* El drenaje se califica como «bueno» y el tiempo de saturación (Gráfico N° 8) es aproximadamente de un 5%.
- \* De la Tabla N° 1, se deduce que  $C_d = 1,10$

2.5      **TABLAS: PRECIPITACION MEDIA ANUAL PARA DIVERSAS ESTACIONES  
PLUVIOMETRICAS**

PERIODO 1951 - 1980

FUENTE : Ref. 10



ESTACION	LAT o ' "	LON o ' "	ELEV msnm	P mm/año
<b>IV REGION</b>				
INCAHUASI	29 13	71 03	775	50.6
EL TOFO	29 27	71 14	787	70.1
HUANTA	29 50	70 23	1220	49.9
RIVADAVIA	29 58	70 34	850	85.8
PISCO ELQUI FDO.	30 07	70 29	1250	99.4
LOS NICHOS FDO.	30 09	70 31	1310	110.8
MONTE GRANDE	30 05	70 30	1155	67.2
PAHUANO TENENCIA	30 02	70 31	900	67.3
VICUÑA INIA	30 02	70 44	730	93.0
DIAGUITAS FDO.	30 01	70 38	700	152.7
VICUÑA	30 02	70 43	620	97.3
EL TAMBO RETEN	30 01	70 47	600	97.7
ALMENDRAL	29 59	70 54	430	80.4
EL MOLLE RETEN	29 58	70 57	70	84.5
ANDACOLLO	30 14	71 05	1025	101.3
MAITENCILLOS	30 09	71 05	600	117.3
ALMIRANTE LATORRE	29 38	70 57	913	70.9
LA SERENA (CAMPEX)	29 54	71 20	130	89.5
LA SERENA (LA FLORIDA)	29 54	71 12	142	84.4
PAN DE AZUCAR	30 00	71 16	100	84.4
LAGUNILLAS FDO.	30 06	71 24	10	116.5
CORAZON DE MARIA FDO.	30 00	71 15	70	111.4
PUNTA TORTUGA	29 57	71 22	25	85.7
CERRILLOS POBRES	30 18	71 23	150	135.0
FRAY JORGE	30 41	71 39	200	98.0
SAN ISIDRO FDO.	30 34	71 27	250	157.6
SANTA CRISTINA FDO.	30 34	71 25	200	140.0
PACHINGO	30 27	71 32	70	123.0
EL TANGUE HDA	30 19	71 36	50	127.5
TONGOY ALTO	30 16	71 25	50	113.0
PTA. LENGUA DE VACA	30 15	71 39	42	111.0
PABELLON	30 24	70 33	2020	131.7
LAS BREAS	30 22	70 37	1700	111.8
HURTADO	30 17	70 42	1200	131.0
SERON	30 20	70 45	1642	104.1
SAMO ALTO	30 25	70 58	600	111.8
PICHASCA	30 23	70 52	725	118.0
RECOLETA EMB.	30 30	71 06	400	93.2
TASCADERO	31 01	70 37	1230	223.5
LAS RAMADAS	31 02	70 36	1350	257.2
TULAHUEN	31 01	70 44	1020	187.1
GAREN	30 51	70 46	740	171.8
EL MAITEN	30 48	70 39	1350	240.4
PEDREGAL	30 51	70 42	920	183.7
RAMADILLAS	30 52	70 40	1300	229.7
EL MAITEN	30 49	70 35	1500	209.7
LOS MOLLES EM B. T.	30 45	70 26	2640	218.9
LAS TORTOLAS RETEN	30 44	70 36	1300	134.7
CENTRAL LOS MOLLES	30 45	70 36	1450	137.8
RAPEL	30 43	70 46	870	168.4
VALDIVIA HDA.	30 45	70 42	1300	157.7
MONTE PATRIA	30 42	70 58	400	145.4
PUNTILLAS DE SAN JUAN	30 42	70 55	430	139.3
RECOLETA CANAL ALIMENTADOR	30 45	70 50	550	133.2
MAL PASO HDA.	30 42	71 00	400	122.5
COGOTI 18	31 05	70 57	905	193.8
COGOTI HDA.	31 04	70 59	1000	202.1
COMBARBALA	31 11	71 00	904	200.6
COGOTI EMB	31 00	71 06	650	187.0

ESTACION	LAT o'	LON o'	ELEV msnm	P mm/año
SAN MARCOS RETEN	30 56	71 04	1500	160.8
CHAMARAL ALTO	30 52	71 02	1800	163.8
EL TOME	30 48	70 58	475	150.0
SOTAQUI	30 38	71 07	280	123.7
PALOMA EMB.	30 41	71 02	430	134.5
GUALLLINGA	30 39	71 06	275	113.3
TUQUI	30 34	71 12	321	120.9
OVALLE	30 36	71 12	115	114.3
LATORRE	30 37	71 22	134	104.1
CERRILLOS DE TAMAYA	30 35	71 25	300	117.9
BARRAZA RETEN	30 38	71 26	260	116.4
MANQUEHUA RETEN	30 57	71 11	600	177.6
PUNITAGUI	30 50	71 16	410	168.4
BATUCO HDA.	30 46	71 24	170	137.8
SALALA	30 41	71 32	50	140.9
CORRAL DE JULIO	31 09	71 37	100	112.1
PUERTO OSCURO	31 25	71 35	140	179.9
CUNCUMEN	31 54	70 38	1080	224.1
COIRON	31 54	70 46	840	332.3
SAN AGUSTIN	31 44	70 51	1280	221.0
SALAMANCA COLONIA	31 48	70 55	570	200.1
LIMAHUIDA	31 45	71 10	295	138.9
MAL PASO	31 45	71 10	375	179.3
LA TRANQUILLA	31 54	70 39	975	257.7
SANTA VIRGINIA	31 33	70 50	980	185.3
ILLAPEL HDA.	31 34	70 58	690	224.4
HUINTIL HDA (Las Casas)	31 34	70 59	650	230.8
ILLAPEL	31 38	71 10	290	176.7
MINCHA NORTE	31 34	71 27	50	143.2
CANELA BAJA	31 24	71 27	320	161.4
HUENTELAUQUEN	31 35	71 32	20	186.0
EL MOLLAR HDA.	31 52	71 28	225	233.1
CAIMANES	31 56	71 10	520	260.0
MONTE GRANDE HDA.	31 56	71 10	520	280.1
PICHIDANGUI	32 07	71 32	20	253.2
PALO COLORADO	32 04	71 29	100	224.1
LOS VILOS	31 55	71 32	10	247.3
CULIMO EMB.	32 04	71 14	380	246.5
QUELON	32 09	71 10	860	273.4
EL NARANJO	32 02	71 09	590	246.5
INFIERNILLO	32 04	71 18	270	201.7
LOS CONDORES	32 07	71 19	200	239.8

#### V REGION Y REGION METROPOLITANA

HUAQUEN HDA.	32 18	71 28	200	283.0
EL RANCHO HDA.	32 14	70 38	2000	301.0
EL TRAPICHE	32 14	70 43	1070	208.0
EL SOBRANTE HDA.	32 14	70 48	760	183.0
CHINCOLCO	32 13	70 50	650	200.0
PEDERNAL HDA.	32 06	70 48	1100	242.0
CHALACO HDA.	32 10	70 47	880	198.0
CHALACO	32 12	70 44	1450	225.0
PETORCA	32 15	70 58	501	221.0
PALQUICO	32 16	71 09	440	195.0
EL SALVADOR	32 18	71 05	370	197.0
ARTIFICIO	32 24	71 06	125	237.0
TRAPICHE LONGOTOMA	32 20	71 19	600	197.0
ALICAHUE HDA.	32 19	70 43	835	255.0
LA MOSTAZA	32 24	70 41	1100	307.0
LA ARENA FDO. ALICAHUE	32 18	70 43	1100	316.0

ESTACION	LAT ° ' "	LON ° ' "	ELEV msnm	P mm/año
LA CHUPALLA	32 19	70 35	1670	248.0
SAN LORENZO	32 25	71 06	177	300.0
CABILDO	32 28	71 14	125	298.0
LA HIGUERA FDO.	32 26	71 13	30	188.0
VALLE HERMOSO	32 27	71 16	58	313.0
LA LIGUA	32 26	71 21	57	316.0
PULLALLY	32 29	71 09	111	308.0
EL INGENIO FDO.	32 30	71 30	15	273.0
PAPUDO	32 34	71 18	954	368.0
CATAPILCO	32 44	71 26	117	372.0
PUCHUNCAVI	32 47	71 32	8	357.0
QUINTERO	32 55	70 19	1420	512.0
RIO BLANCO	32 05	70 16	2766	974.0
LAGUNITAS	32 57	70 22	1290	467.0
RIECILLOS	32 53	70 27	1100	340.0
VILCUYA	32 46	70 43	650	205.0
SAN FELIPE (ESC. AGRICOLA)	32 50	70 36	820	261.0
LOS ANDES	32 51	70 32	821	283.0
EL SAUCE	32 48	70 37	832	238.0
SAN ESTEBAN RETEN	32 53	70 41	850	214.0
RINCONADA RETEN	32 53	70 39	871	217.0
CALLE LARGA	32 30	70 40	1220	279.0
RESGUARDO LOS PATOS	32 39	70 45	794	242.0
PUTAENDO	32 48	70 59	412	264.0
CHAGRES	32 47	70 57	440	224.0
CATEMU	32 50	70 59	385	271.0
LLAY-LLAY	32 57	70 42	1009	226.0
CUESTA CHACABUCO	32 55	70 49	840	270.0
EL TABON	32 52	71 07	300	402.0
ESTERO RABUCO	32 48	71 13	217	316.0
LA CALERA	32 48	71 16	175	404.0
LO ROJAS	32 49	71 15	174	358.0
LA CRUZ (CAMPEX)	32 53	71 15	130	395.0
QUILLOTA	32 57	71 23	280	345.0
LOS AROMOS	33 01	71 18	120	399.0
LIMACHE	33 08	71 13	900	662.0
LLUI-LLUI (EL LLANO)	33 04	71 34	110	494.0
RODELILLO	33 03	71 24	121	486.0
EL BELLOTO	32 57	71 33	12	325.0
MONTE MAR	33 05	71 24	160	433.0
MARGA-MARGA EMB.	33 04	71 28	101	406.0
QUILPUJE	33 04	71 28	101	406.0
VILLA ALEMANA	33 04	71 25	140	427.0
LAGO PEÑUELAS	33 09	71 33	360	690.0
PTA. CURAUMILLA	33 06	71 45	85	291.0
VALPARAISO (PTA. ANGELES)	33 01	71 38	41	389.0
VALPARAISO (CERRO ALEGRE)	33 03	71 38	112	428.0
HUALLILEMU FDO.	33 24	71 38	340	426.0
SAN GERONIMO HDA.	33 22	71 31	220	467.0
CASABLANCA	33 19	71 24	253	366.0
SAN ANTONIO	33 35	71 38	60	373.0
LAS MAAJDAS	33 35	71 32	180	434.0
EL TABO	33 27	71 38	12	483.0
PTA. PANUL	33 34	71 37	63	367.0
ISLA ROBINSON CRUSOE	33 37	78 52	6	922.2
ISLA DE PASCUA	27 10	109 26	41	1113.8
LAS MELOSAS	33 55	70 13	1600	728.0
QUELTEHUES	33 49	70 13	1350	666.0
EL YESO EMB.	33 40	70 06	2475	508.0



ESTACION	LAT o'	LON o'	ELEV msnm	P mm/año
SAN GABRIEL	33 47	70 14	1195	555.0
SAN ALFONSO	33 44	70 19	1040	541.0
SAN JOSE DE MAIPO RETEN	33 38	70 22	915	555.0
SAN JOSE DE MAIPO	33 38	70 22	992	536.0
RIO COLORADO	33 36	70 23	910	570.0
LOS MAITENES CENTRAL	33 33	70 16	1140	421.0
PUENTE ALTO	33 37	70 35	713	496.0
LA OBRA DE MAIPO	33 35	70 30	799	514.8
EL CANELO	33 34	70 27	843	6.0
PIRQUE	33 40	70 36	670	471.0
PIRQUE FDO. LO ARCAAYA	33 39	70 35	670	397.0
EL TRANSITO FDO.	33 48	70 40	370	437.0
PAINE FDO. VILUCO	33 47	70 47	400	464.0
BUIN	33 44	70 45	488	440.0
ALTO JAHUEL	33 44	70 41	380	414.0
HUELQUEN FDO. LA VEGA	33 49	70 40	391	428.0
CHADA HDA.	33 54	70 40	400	502.0
COLONIA DE FAINE	33 50	70 44	395	448.0
ACULEO	33 53	70 55	370	575.0
HUIGANAL FDO.	33 20	70 30	830	409.0
CERRO CALAN	33 23	70 32	900	350.0
SANTIAGO (EDIF. MOP)	33 27	70 39	560	296.0
APOUJUNDO RETEN	33 25	70 32	782	660.0
LA CISTERNA	33 33	70 42	568	351.0
LOS CERRILLOS	33 30	70 42	506	287.0
EL BOSQUE	33 33	70 41	568	321.0
TOBALABA AERODROMO	33 27	70 33	654	307.0
VILLA EL DORADO	33 23	70 33	710	440.0
LA FLORIDA CENTRAL	33 33	70 33	665	408.0
MACUL ESC. AGRICOLA	33 30	70 34	570	379.0
SANTIAGO (QUINTA NORMAL)	33 26	70 41	520	300.0
SAN BERNARDO	33 35	70 43	573	341.0
POLPAICO	33 10	70 53	522	302.0
RINCON DE LOS VALLES	32 57	70 45	950	250.0
CALEU	33 01	71 00	1120	572.0
RUNGUE EMB.	33 01	70 55	750	317.0
TIL-TIL	33 05	70 56	515	324.0
VALLE HERMOSO FDO.	33 17	70 38	544	254.0
HUELEN	33 23	70 45	560	278.0
ESMERALDA DE COLINA	33 11	70 40	550	272.0
PEÑAFLORES	33 37	70 55	370	320.0
MALLOCO	33 36	70 52	407	367.0
CARMEN DE LAS ROSAS	33 46	70 10	165	421.0
MELIPILLA	33 42	71 13	200	207.0
CAJON DE ACULEO	33 49	71 05	370	498.0
COLLIGUAY	33 10	71 08	490	586.0
ARRAYANES	33 10	71 05	560	594.0
CURACAVI	33 25	71 03	167	328.0
LOS MORROS RETEN	33 39	71 13	580	355.0
CERRILLOS DE LEYDA	33 38	71 30	150	404.0

## VI REGION

PANGAL B.T.	34 16	70 20	1428	754.0
PANGAL CASA DE FUERZA	34 15	70 27	920	670.0
BARAHONA SITIO K	34 07	70 31	1672	826.0
CALETONES	34 06	70 27	1570	606.0
SEWELL	34 05	70 22	2155	754.0
PARRON	34 16	70 40	692	687.0
COYA	34 12	70 33	785	686.0
RANCAGUA S/E	34 10	70 45	500	406.0



ESTACION	LAT o'	LON o'	ELEV msnm	P mm/año
ESTERO LAS GARZAS	35 46	71 00	700	1572.0
MELADO EN LA LANCHA	35 51	71 04	650	2253.0
ARMERILLO	35 42	71 06	450	2428.0
CLARO EN TORRECILLAS	35 41	71 21	900	2169.0
CLARO EN SAN CARLOS	35 42	71 04	500	2559.0
ESTERO LAS LAJAS	35 44	71 09	470	1471.0
MAULE EN LA Balsa	35 43	71 12	450	1488.0
DIGUA EMB	36 15	71 32	380	1575.0
SN. MANUEL EN PERQUILAUQUEN	36 21	71 39	255	1444.0
PERQUILAUQUEN	36 15	72 00	166	967.0
RETIRO BUREO	36 07	71 47	150	849.0
QUELLA	36 04	72 05	130	752.0
CAUQUENES	35 58	72 20	142	662.0
TUTVEN EMB.	35 55	72 23	170	816.0
NIRIVILO	35 33	72 06	215	882.0
PARRAL DOS	36 09	71 50	170	982.0
BULLILEO EN1B.	36 17	71 26	600	2368.0
LONGAVI	35 58	71 12	145	912.0
PEJERREY RETEN	35 58	71 08	400	1648.0
HORNILLOS	35 52	71 09	760	2157.0
ANCOA EMB.	35 54	71 17	410	1747.0
LIGUAY	35 56	71 41	145	959.0
MELOZAL	35 45	71 47	90	765.0
COLBUN MAULE SUR	35 37	71 25	280	1008.0
LINARES	35 52	71 34	150	895.0
SANTA MARIA FDO.	35 45	71 38	125	858.0
PANIMAVIDA	35 45	71 24	156	937.0
SAN JAVIER	35 36	71 44	110	777.0
CHOCOA FDO.	35 42	72 33	50	774.4
EL GUINDO	35 16	71 21	260	760.0
EL HUAPI	35 29	71 17	225	1051.0
CANAL LAS LOMAS	35 29	71 12	360	1076.0
MAULE BAJO	35 32	71 19	250	1110.0
COLORADO	35 38	71 16	400	1451.0
SAN LUIS (TALCA)	35 26	71 35	122	6477.0
EL LIRIO	35 41	71 21	134	1135.0
EL PERAL FDO.	35 24	71 49	110	673.0
CONSTITUCION	35 20	72 26	7	755.0
PUNTA CARRANZA	35 36	72 38	30	737.0
UNIÑUE FDO.	35 45	72 15	250	774.0
CHANCO	35 42	72 32	37	832.0

## VIII REGION

SAN FABIAN DE ALICO	36 34	71 36	500	1896.0
COIHUECO EMB.	36 35	71 47	300	1242.0
CHILLAN VIEJO	36 38	72 08	140	1002.0
CHILLAN	36 37	72 07	140	1080.0
SAN CARLOS DOS	36 25	71 55	172	1065.0
CHOLGUAN	37 10	72 03	260	1442.0
TRUPAN	37 16	71 50	370	1724.0
GENERAL CRUZ	36 55	72 21	100	1292.0
ATALCO FDO.	36 53	71 37	900	2359.0
LAS TRANCAS	36 54	71 33	1190	2437.0
DIGUILLIN EMB.	36 50	71 44	600	2056.0
BELLA ROSA FD.	36 52	72 04	160	1314.0
SAN LORENZO FDO.	36 53	71 40	950	2368.0
PEMUCO	36 58	72 06	180	1319.0
BULNES DOS	36 45	72 19	83	1002.0
NUEVA ALDEA	36 39	72 27	30	1011.0
CHILLANCITO	36 45	72 29	65	905.0

ESTACION	LAT o ' "	LON o ' "	ELEV msnm	P mm/año
SAN IGNACIO PALOMARES	36 38	72 36	15	1113.0
COLEMU	36 29	72 41	30	852.0
LIRCAY	36 20	72 21	130	713.0
SAN NICOLAS RETEN	36 29	72 18	120	852.0
QUILPOLEMU HDA.	36 23	72 39	300	1009.0
QUIRIHUE	36 17	72 33	257	758.0
PENCO DOS	36 44	73 00	13	1192.0
TOME	36 37	72 57	5	1268.0
NONQUEN	36 52	72 58	145	1203.0
CONCEPCION LICEO	36 50	73 02	10	1162.0
PUNTA HUALPEN	36 46	73 12	48	496.0
TALCAHUANO	36 43	73 07	84	1169.0
LAGUNA CALLETUE DESG.	38 11	71 14	1050	1375.0
LONGUIMAY	38 26	71 14	1000	1943.0
TROYO	38 14	71 18	650	2260.0
RALCO (PANGUE)	37 53	71 37	550	4080.0
QUEUCO BAJO LLALLAHUEN	37 51	71 38	480	3160.0
HUACHI	37 38	71 44	600	2213.0
CERRO EL PADRE	37 46	71 53	400	2149.0
QUILACO	37 41	72 00	225	1600.0
SANTA BARBARA	37 40	72 02	225	1540.0
VILLACURA RETEN	37 33	71 55	357	1725.0
DUQUECO	37 31	72 20	120	1080.0
HUAMAN FDO.	37 26	72 15	166	1124.0
EL TORREON	37 23	72 56	200	1490.0
MULCHEN	37 43	72 14	130	1192.0
SAN JOSE DE MUNILQUE	37 35	72 25	125	1104.0
SAN LUIS DE MALVEN	37 40	72 25	15	1193.0
SANTA FE	37 28	72 37	77	1145.0
LOS GUINDOS	38 03	71 49	440	3550.0
EL MORRO HDA.	38 01	71 57	400	2480.0
LAGUNA DEL MALLECO	38 13	71 49	a30	2653.0
COLLIPULLI	37 57	72 26	240	1287.0
EL FISCAL FDO.	37 53	72 26	244	1084.0
LOS SAUCES FDO.	37 59	72 49	111	727.0
ANGOL (LOS ESTANQUES)	37 48	72 42	79	1059.0
EL TAMBILLO	37 33	72 40	125	1260.0
NACIMIENTO	37 30	72 41	57	1377.0
LAS ACHIRAS FDO.	37 21	72 23	140	1135.0
TUCAPEL RETEN	37 17	71 57	335	1329.0
HUAQUI	37 23	72 12	200	1487.0
COLONIA SAN GERARDO	37 32	71 50	350	1120.0
LOS ANGELES	37 28	72 21	109	1155.0
DESAGUE LAGO LAJA	37 22	71 22	1375	2197.0
POLCURA EN BALSEADERO	37 19	71 32	740	2176.0
CENTRAL ABANICO	37 21	71 30	765	2190.0
ANTUCO	37 20	71 40	602	1330.0
LA PALMA	37 15	72 35	160	986.0
LOS QUILLAYES	37 15	72 32	112	1217.0
CABRERO DOS.	37 01	72 24	130	953.0
SAN CRISTOBAL FDO.	37 10	72 35	110	1026.0
BATUCO EN YUMBEL	37 08	72 18	150	1080.0
LA AGUADA	37 10	72 25	150	1250.0
LAJA	37 16	72 42	140	1015.0
HUALQUI DOS	36 58	72 57	21	1368.0
LLEPINHUE	36 57	71 55	22	1509.0
CHIGUAYANTE DOS.	36 55	73 02	18	1580.0
CERRO CARACOL DOS.	36 50	73 03	100	1120.0
ISLA SANTA MARIA	36 59	73 32	79	850.8
LO TA	37 05	73 10	10	1239.0

ESTACION	LAT o ' "	LON o ' "	ELEV msnm	P mm/año
CORONEL	37 01	73 10	5	1110.0
LA COLCHA FDO.	37 15	73 15	30	1498.0
ARAUCO	37 15	73 19	10	1419.0
CURANILAHUE	37 29	73 20	140	1937.0
LEBU	37 35	73 40	8	1447.0
CAÑETE	37 48	73 24	25	1374.0
ANTIQUINA FDO.	38 03	73 21	20	1228.0
ISLA MOCHA	38 21	73 58	18	1149.0

## IX REGION

CONTULMO	38 02	73 13	30	1723.0
PUREN	38 02	73 03	90	1408.0
LUMACO	38 09	72 55	160	970.0
VICTORIA (LAS MERCEDES)	38 14	72 20	350	1467.0
SAN ELIAS FDO.	38 14	72 22	300	1588.0
TRAIGUEN	38 15	72 40	170	1373.0
SELVA OSCURA	38 21	72 11	449	1239.0
QUILLEN	38 27	72 25	280	1267.0
GALVARINO	38 24	72 47	45	912.0
EL AROMO	38 25	72 52	46	993.0
NUEVA IMPERIAL	38 45	72 56	26	721.0
MANZANAR	38 28	71 42	780	2230.0
MALALCAHUELLO	38 28	71 34	920	2067.0
CURACAUTIN	38 26	71 53	571	2023.0
LAUTARO	38 31	72 26	210	1442.0
CERRO NIELOL	38 43	72 36	120	1267.0
TEMUCO PUEBLO NUEVO	38 44	72 45	115	1265.0
PADRE LAS CASAS	38 46	72 35	111	1275.0
TEMUCO	38 46	72 38	114	1217.0
CHERQUENCO	38 4 1	72 00	526	2039.0
VILCUN	38 40	72 14	290	1757.0
FREIRE	38 56	72 39	100	1579.0
FREIRE CPTO. FISCAL	38 56	72 39	100	1606.0
BORDA MISION	38 50	72 51	103	1036.0
CARAHUE	38 43	73 09	10	777.0
PUERTO SAAVEDRA	38 47	73 24	5	1183.0
CUNCO	38 55	72 02	385	1977.0
LOS LAURELES	38 59	72 14	190	2128.0
QUECHEREHUA	39 00	72 02	420	2081.0
DESAGUE LAGO COLICO	39 03	72 04	93	2238.0
SANTA ADELA FDO.	39 06	72 13	240	2472.0
CURACO EN LA BALSA	39 03	72 12	250	2238.0
CURARREHUE	39 21	71 36	530	2487.0
LLAFENCO RETEN	39 20	71 47	300	3367.0
CABURGUA	39 10	71 46	480	3768.0
PUCON	39 16	71 58	215	2100.0
VILLARRICA	39 17	72 14	250	2159.0
FLOR DEL LAGO	39 09	72 07	300	2608.0
LA CASCADA FDO.	39 20	71 58	1200	2173.0
QUITRATUE	39 09	72 40	90	2264.0
ALLIPEN CHIDUCO	39 01	72 27	220	2189.0

## X REGION

MEHUIN	39 22	73 13	22	1537.0
PIRIHUICO	40 02	71 42	600	2962.0
PUERTO FUI	39 52	71 54	596	440.0
HUAHUM EN LA FRONTERA	40 05	71 41	654	2364.0
HUILO-HUILO	39 49	72 00	320	3392.0
DESAGUE LAGO NELTUME	39 49	71 58	450	3437.0
DESAGUE LAGO CALAFQUEN	39 33	72 04	200	2148.0

ESTACION	LAT o'	LON o'	ELEV msnm	P mm/año
CENTRAL PULLINQUE	39 35	72 13	145	2096.0
PANGUIPULLI	39 39	72 20	140	2297.0
CHAN -CHAN	39 51	72 08	130	4284.0
DESAHUE LAGO RIÑIHUE	39 46	72 28	130	2433.0
REUMEN	39 58	72 51	170	2284.0
ANTILHUE	39 47	72 58	15	1922.0
MAFIL	39 53	72 57	25	1017.0
LLANCAHUE	39 50	73 10	80	2103.0
VALDIVIA	39 49	73 14	5	2307.0
VISTA ALEGRE	39 48	73 13	100	2266.0
LA PAZ	39 24	72 43	94	1718.0
LONCOCHE	39 22	72 38	120	2191.0
PURULON (ESC. AGRICOLA)	39 28	72 36	95	2245.0
S. JOSE DE LA MARIQUINA	39 31	72 58	40	1515.0
MINA EL ROBLE	39 34	72 46	100	2193.0
NIEBLA	39 52	73 24	40	2261.0
PUERTO MARIN	40 15	72 03	130	4755.7
PUÑIRO	40 16	72 12	140	3306.2
LAGO RANCO	40 19	72 28	75	1946.6
ISLA HUAPI	40 13	72 24	90	1690.7
CALCURRUPE EN LLIFEN	40 13	72 16	90	2091.0
FUTRONO	40 08	72 24	90	1553.5
COTRILLAR FDO.	40 07	72 30	280	1641.2
RIO BUENO	40 18	72 56	70	1191.0
LA UNION SENDOS	40 18	73 06	29	1157.3
QUILLACO L. RANCO	40 18	73 30	79	1769.9
CHOROICO FDO.	40 11	72 54	88	1339.0
LAGO PULLEHUE	40 41	72 32	220	1515.3
CENTRAL PILMAIQUEN	40 32	72 40	103	2016.5
SAN PABLO	40 25	73 01	60	1346.1
TRUMAO	40 21	73 07	11	994.0
RIO BONITO-RUPANCO	40 52	72 77	82	3140.8
RUPANCO	40 51	72 21	172	1701.7
CASMA	41 01	73 07	113	1228.7
PURRANQUE	40 56	73 09	112	1505.8
BARROS BLANCOS CAMPEX	40 34	73 04	27	1276.8
ISLA FRESIA	40 39	72 25	220	1845.4
OSORNO	40 35	73 06	50	1384.0
FORESTAL HDA.	40 15	73 30	40	1974.0
VENECIA	40 15	73 42	200	3120.9
PUERTO VARAS	41 20	72 59	74	1725.4
MIRADOR FDO.	41 20	72 57	74	1707.2
LLANQUIHUE	41 14	72 58	54	1422.5
PUERTO OCTAY	40 59	72 52	40	1515.2
GERMANIA COLEGIO	41 20	73 07	150	1697.3
GUTAMANGA	41 39	73 29	50	2410.5
MAULLIN	41 37	73 35	47	1789.8
PTO. MONTT (EL TEPUAL)	41 26	73 07	81	1910.6
LAGO CHAPO EN CEDRO	41 31	72 27	247	4523.1
CANUTILLAR EN PORTEZUELO	41 31	72 22	550	4519.1
DESAGUA LAGO CHAPO	41 26	72 35	247	3304.1
CASA PANGUE	41 03	71 53	320	3397.2
LAGO TODOS LOS SANTOS	41 39	72 11	28	3119.4
CAYUTUE	41 10	72 16	221	3929.8
PUNTA HUANO	41 08	72 17	186	3162.3
PETROHUE EN LAGO T. LOS SANTOS	41 08	72 25	150	3798.2
ENSENADA	41 12	72 32	51	2456.3
COCHAMO	41 30	72 19	10	3333.0
MANSO EN LA FRONTERA	41 31	71 51	485	2455.2
MANSO EN JTA. CON PUELO	41 44	7203	45	3095.8

ESTACION	LAT °	LON °	ELEV msnm	P mm/año
PUELO EN LLANADA GRANDE	41 52	71 56	250	2581.0
PUELO EN JUNTA CON MANSO	41 45	72 03	50	3310.0
LAGO TAGUA TAGUA EN DESAHUE	41 39	72 11	28	3232.0
PUELO EN CARRERA BASILIO	41 38	72 16	8	3691.0
RIÑIHUE	42 34	71 30	5	5343.0
CHAITEN	42 54	72 45	20	3543.0
LAGO ESPOLON EN DESAGUE	43 13	71 57	780	2405.0
FUTALEUFU EN LA FRONTERA	43 10	71 45	500	1438.0
FUTALEUFU	43 12	71 52	330	2252.8
PUERTO RAMIREZ	43 27	72 09	62	2775.0
PUERTO CARDENAS	43 12	72 27	62	4680.0
TRES CRUCES	41 50	73 29	25	2063.3
CASTRO	42 29	73 48	30	1886.1
QUELLON	43 10	73 43	4	2007.2
ANCUD	41 52	73 49	30	2965.2
PUNTA CORONA	41 47	73 52	48	2113.1
ISLA GUAFO	43 34	74 45	140	1234.0

## XI REGION

ALTO PALENA	43 37	71 47	226	1652.1
VALLE CALIFORNIA	43 40	71 37	320	1576.0
PALENA EN LA FRONTERA	43 35	71 45	230	1365.0
RIO FRIO	43 35	72 20	80	1030.0
LAGO VERDE	44 14	71 53	402	1495.0
FUNDO RISOPATRON	43 45	72 35	10	4667.0
PUERTO PUYUHUAPI	44 19	72 34	5	3620.6
RIO CISNES	44 30	71 19	710	514.9
PUERTO CISNES	44 45	72 45	7	3939.4
MAÑIHUALES	45 10	72 09	400	1789.3
BALMACEDA	45 54	71 43	520	837.5
COIHAIQUE (ESC. AGRICOLA)	45 34	72 01	343	1190.0
COIHAIQUE ALTO	45 29	71 39	771	369.2
DESAGUE LAGO CARO	45 48	72 36	285	2909.0
PUERTO AISEN	45 24	72 42	10	2802.5
PUERTO CHACABUCO	45 29	72 59	1	2945.4
ISTMO DFQUI	46 44	74 00	25	2933.0
CABO RAPER	46 50	75 41	40	510.0
VILL CASTILLO	46 07	72 10	270	744.2
PUERTO CRISTAL	46 38	72 22	208	681.3
PUERTO GUADAL	46 51	72 41	230	822.1
COLONIA	47 15	72 38	150	715.6
COCHRANE	47 16	72 38	100	708.0
CHILE CHICO	46 32	71 44	215	354.5
BAKER BAJO LOS ÑADIS	47 32	73 02	25	1589.8
LAGO VARGAS	47 40	73 03	20	1885.0
PUERTO BERTRAND	47 01	72 43	100	1314.1
LAGO O'HIGGINS EN LA FLORIDA	48 40	72 35	914	145.2
LAGO O'HIGGINS EN TENENCIA	48 55	72 44	300	764.5
PASCUA EN LAGO QUETRU	48 13	73 10	20	2985.0
ESTANCIA BAKER	47 12	71 58	1200	409.0
SAN PEDRO	47 43	74 55	22	4293.8

## XII REGION

PUERTO EDEN	49 08	74 25	14	2914.4
ISLA GUARELLO	50 21	75 21	15	7119.4
CERRO GUIDO	50 53	72 24	815	274.3
RIO PAINE	51 11	72 58	46	801.8
LAGO SARMIENTO	51 01	72 42	55	366.3
CERRO CASTILLO	51 16	72 21	750	362.3

ESTACION	LAT o'	LON o'	ELEV msnm	P mm/año
PUERTO CONSUELO	51 36	72 39	20	594.4
CASAS VIEJAS	51 42	72 26	250	249.0
RIO TRANQUILO	51 49	72 08	150	405.4
PUERTO BORIS	51 42	72 31	22	210.4
FARO EVANGELISTAS	52 23	75 08	58	2469.2
EL TREBOL ESTANCIA	52 45	71 24	5	368.1
LAGUNA BLANCA	52 37	71 10	250	269.7
BAHIA BECKET	52 45	70 45	5	987.2
TRES CHORRILLOS ESTANCIA	52 32	70 42	200	273.8
FENTON ESTANCIA	52 43	70 53	50	425.1
KAMPENAIKE	52 41	70 54	30	292.3
SECCION DAZY HARBOUR	52 30	70 33	200	237.7
SAN GREGORIO ESTANCIA	52 34	70 04	5	231.3
CALETA JOSEFINA	53 20	69 20	20	336.1
PUNTA DUNGENES	52 23	68 25	5	273.2
PUNTA DELGADA	52 28	69 31	5	236.5
CABO POSESION	52 18	68 57	80	248.1
CABO SAN ISIDRO	53 47	70 59	20	880.5
LA BAGLINA ESTANCIA	53 35	70 58	5	676.9
PUNTA ARENAS	53 10	70 54	20	422.8
CHABUNCO	53 00	70 50	33	364.3
ISLA MAGDALENA	52 55	70 33	30	391.8
VILLA TEHUELCHÉ	52 13	71 20	200	355.5
TENIENTE MERINO	52 07	70 44	220	137.1
BAHIA FELIX	52 58	74 04	15	4254.6
BAHIA HARRIS	53 50	70 24	12	1101.0
PUNTA CATALINA ESTANCIA	52 35	68 44	50	252.9
CERRO SOMBRERO	52 44	69 19	110	236.7
BAHIA FELIPE	52 52	69 55	100	340.1
ESMERALDA ESTANCIA	53 35	70 30	20	617.3
PORVENIR RADIO	53 18	70 23	40	329.5
CAMERON	53 38	69 39	50	476.5
SECCION SN. SEBASTIAN	53 20	68 40	100	416.2
RUSFFIN	53 46	69 09	900	371.8
DIEGO RAMIREZ	56 30	68 40	42	1464.3
ISLA NUEVA	55 10	66 36	14	941.1
PUERTO NAVARINO	54 57	88 20	8	435.0
PUERTO WILLIAMS	54 56	67 38	36	574.5
C.M.A. PDTE. FREI	62 25	58 53	10	478.5



## CALIDAD DEL DRENAJE

- Modelación del tiempo de drenaje.
  - Ajuste por Variación de la Porosidad cinemática
  - Ajuste por variación del espesor de la base
  - Cálculo aproximado de la permeabilidad
- Modelación del Tiempo de Drenaje

El Tiempo de Drenaje ( $T_{50}$ ) es el período que requiere una determinada estructura en drenar el 50% del agua libre a partir de un estado 100% saturado.

En este trabajo se presenta un modelo con régimen impermanente para determinar el tiempo de drenaje con evacuación horizontal y vertical del agua libre existente. Dicho modelo queda determinado por la ecuación que define el flujo de régimen permanente en un acuífero libre entre dos zanjas paralelas ( $E_c$  \*) y la variación de las condiciones de borde a medida que aumenta el volumen drenado. Es decir, el régimen impermanente se modela discretizando el drenaje en pequeños intervalos con modelos de flujo permanente.

Las variables involucradas en el modelo son:

- Ancho (de la calzada + berma) =  $L$  [cm]
- (Si existe un dren,  $L$  se mide hasta el dren)
- Espesor de la base =  $d$  [cm]
- Porosidad cinemática =  $n_c$
- Pendiente transversal =  $i$  [%]
- Altura de subrasante =  $H_0$  [cm]
- Permeabilidad de la base =  $k_b$  [cm/s]
- Permeabilidad de la subrasante =  $k_{sr}$  [cm/s]

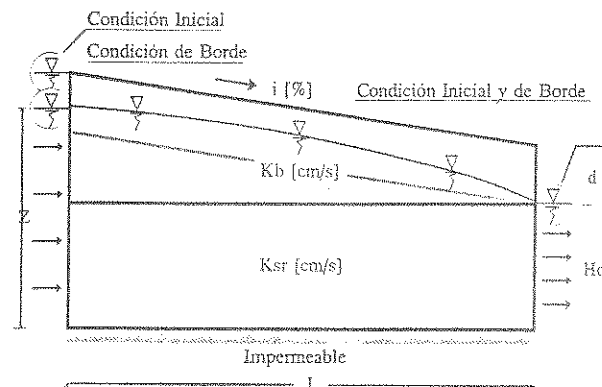


FIGURA I.1. Esquema del modelo para determinar el  $T_{50}$ .

Tanto las variables involucradas como las condiciones de borde consideradas en el modelo se grafican en la Figura N° I.1.

La ecuación que describe el caudal de salida en el modelo propuesto, se expresa como:

$$Q = \frac{k_{eq}}{2L} (Z^2 - H_0^2) \quad \left[ \frac{\text{cm}^3}{\text{s}} \right] \quad (\text{Ec. } *)$$

donde Z queda definido en la Figura N° I.1 y  $K_{eq}$  es la permeabilidad equivalente considerando la base y subrasante:

$$k_{eq} = \frac{\left(\frac{Z-H_0}{2}\right) k_b + H_0 k_{SR}}{\left(\frac{Z-H_0}{2}\right) + H_{SR}} \quad \left[ \frac{\text{cm}}{\text{s}} \right]$$

El modelo opera calculando el tiempo que demora la estructura en drenar una altura de agua equivalente a 5 mm; luego bajando la altura de la condición de borde de la izquierda de la Figura N° I.1 en 5 mm, se vuelve a calcular el tiempo requerido en drenar un volumen equivalente a 5 mm de altura de agua. Este procedimiento se realiza sucesivamente hasta que el agua en la base alcanza a la mitad de su altura. La suma de los intervalos de tiempo determina el tiempo de drenaje ( $T'_{50}$ ).

El modelo fue aplicado en una estructura considerada como «típica» de pavimento variando las permeabilidades de la base y subrasante (Gráfico N° 1). En seguida se analizó lo que sucedía al modificar las características geométricas de la estructura (una cada vez); se comprobó que el tiempo de drenaje es función de esos parámetros y de la relación que exista entre las permeabilidades de la base y subrasante (sólo el efecto de la variación de la porosidad cinemática es independiente de las permeabilidades). En consecuencia se propone determinar el tiempo de drenaje partiendo de un  $T'_{50}$  para la estructura típica y luego ajustarlo (multiplicando por factores) por el efecto que implican condiciones diferentes.

El procedimiento de afectar el  $T'_{50}$  de la sección tipo por factores de ajustes, se comprobó mediante algunos ejemplos, verificándose que la variación simultánea de varias características no produce un error considerable en el cálculo del tiempo de drenaje.

#### • AJUSTE POR VARIACION DEL ESPESOR DE LA BASE

Entre los parámetros que se comprobó afectaban el tiempo de drenaje, está el espesor de la base a drenar. En el Gráfico I.1, se muestra el factor de ajuste en función de este parámetro y de la relación de permeabilidades entre la base y la sub-rasante.

Aunque el Gráfico I.1, parece indicar una dependencia fuerte del espesor en el tiempo de drenaje, debe tenerse presente que el «factor» es un término relativo, por lo que aunque varía en forma considerable, afecta muy poco al tiempo de drenaje, en especial para T50 muy cortos.

En el Gráfico I.2, se muestra la variación del tiempo de drenaje en función del espesor de la base y para varias relaciones de permeabilidad entre la base y la sub-rasante. Se comprueba que para los rangos habituales de espesores de base más sub-base (15 a 40 cm), el efecto es muy poco significativo. Consecuentemente se propone no considerar el efecto de variación del espesor de la base, dado la poca relevancia que ello tiene en el tiempo de drenaje.

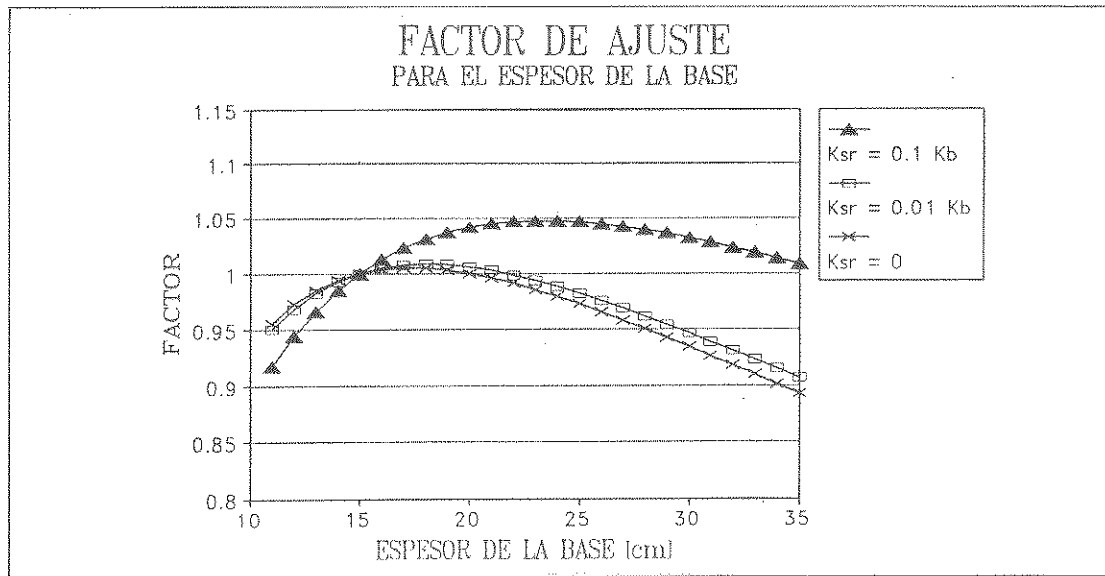


GRAFICO 1.1

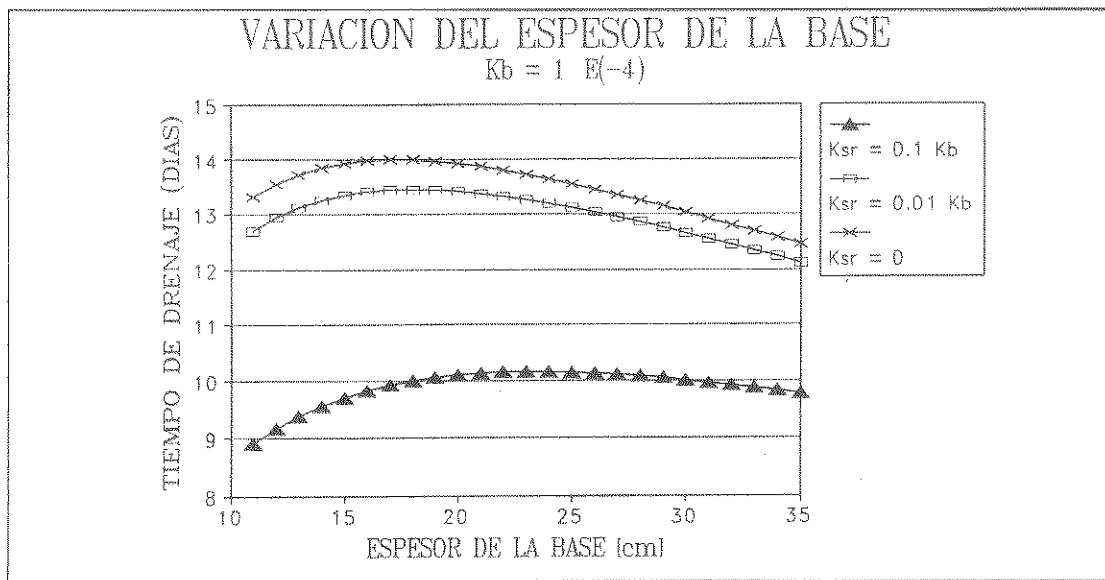


GRAFICO 1.2

#### • AJUSTE POR VARIACION DE LA POROSIDAD CINEMATICA

El Gráfico N°1 permite calcular los  $T'_{50}$  para las condiciones de la Sección Tipo y para una porosidad cinemática (agua libre) del 12%. En el caso que en un proyecto se prevea una porosidad muy diferente del valor usado en el Gráfico, el  $T'_{50}$  calculado debe corregirse afectándolo por un factor de ajuste C4, a determinar del Gráfico 1.3.

La POROSIDAD TOTAL (n) es igual a 1 menos la razón entre la densidad compactada seca (D.C.S.) y el peso específico de los sólidos (P.E.S.). Es decir:

$$n = 1 - D.C.S./P.E.S.$$

Ahora bien, el volumen de agua a drenar es el agua libre contenida en el suelo, es decir, aquella susceptible de evacuar por medios gravitacionales. El agua libre o porosidad cinemática ( $n_c$ ) es una fracción de n. Por lo tanto:

$$n_c = r \cdot n$$

Para suelos sin finos, normalmente se acepta que  $r = 0,80$  (80% del agua de saturación es libre). Para suelos con algún contenido de finos el valor de «r» se puede determinar a partir de la Tabla N° 1.1.

		CANTIDAD DE FINOS								
		<2,5%			5%			10%		
MATERIAL PREDOMINANTE	TIPO DE FINO			TIPO DE FINO			TIPO DE FINO			
	FILLER	LIMO	ARCILLA	FILLER	LIMO	ARCILLA	FILLER	LIMO	ARCILLA	
GRAVA	0,70	0,60	0,40	0,60	0,40	0,20	0,40	0,30	0,10	
ARENA	0,57	0,50	0,35	0,50	0,35	0,15	0,25	0,18	0,08	

Tabla N° 1.1.

Porcentaje (r) del agua susceptible de Drenar (Ref. 2)

Una vez determinado el valor de  $n_c$ , el Gráfico 1.3 permite determinar el Factor de Ajuste, C4, por el cual debe multiplicarse el  $T'_{50}$  calculado según el Gráfico N° 1.

Se recuerda, que la porosidad y la permeabilidad no son variables independientes en un determinado suelo, tal como lo muestran las expresiones de la FHWA y Kozeny, incluidas en este mismo Anexo. En consecuencia, un cambio en la porosidad determina una modificación de la permeabilidad.

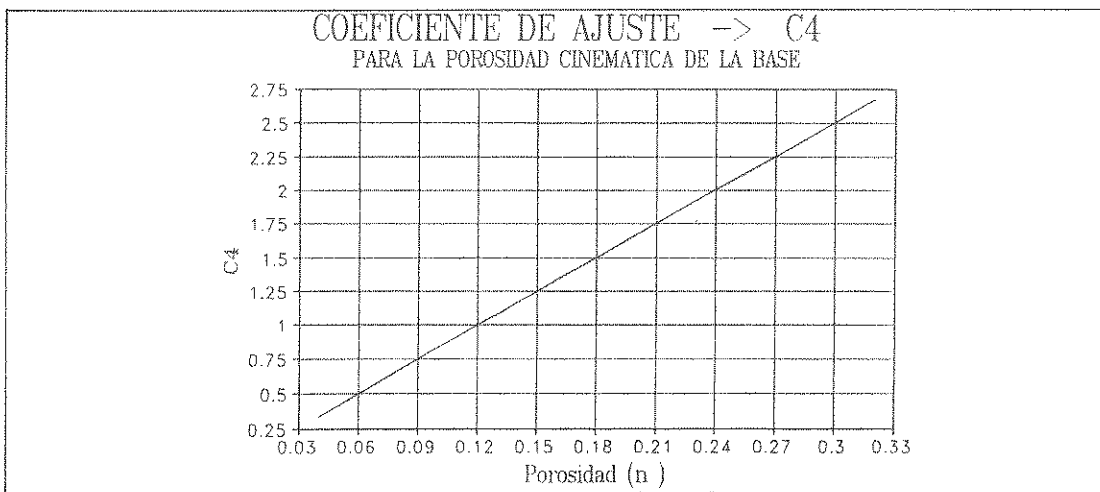


Gráfico 1.3

## • Cálculo aproximado de la Permeabilidad

Con el propósito de estimar la permeabilidad de las bases no tratadas, se estudiaron distintas fórmulas empíricas y teóricas que calculan el coeficiente hidráulico a partir de datos granulométricos y de mecánica de suelos (Ref. 5). Dichas fórmulas, en general, entregan resultados bastante aproximados a la realidad en suelos gruesos, es decir, con bajo contenido de finos; a medida que estos aumentan, los resultados son más imprecisos.

### 1) Fórmula de Hazen:

Esta fórmula empírica es utilizada por AASHTO (Ref. 1) y se caracteriza por su sencillez, por incluir sólo una característica del suelo.

$$K = C d_{10}^2 \left( \frac{\text{cm}}{\text{s}} \right)$$

- $d_{10}$  [cm] : Diámetro por el cual pasa el 10% del material.  
 C : Coeficiente que varía entre 90 y 120. (aprox. 100)

### 2) Fórmula de la FHWA :

Es una fórmula empírica que AASHTO (1993) recomienda para ser usada en bases de pavimentos:

$$k = \frac{219,22 (d_{10})^{1,478} (n)^{6,654}}{(P_{200})^{0,597}} \left[ \frac{\text{cm}}{\text{s}} \right]$$

- $d_{10}$  [cm] : Diámetro por el cual pasa el 10% del material.  
 n : Porosidad total.  
 $P_{200}$  : Porcentaje que pasa la malla ASTM #200

### 3) Fórmula de Kozeny (Fair & Hatch, 1933):

Esta fórmula tiene fundamentos teóricos y un ajuste de coeficientes en forma empírica. Consideran más características del material que las otras fórmulas.

$$k = 10^5 \beta \frac{n^3}{(1-n)^2} \left[ \frac{\alpha}{100} \sum_m \frac{P_m}{d_m} \right]^2 \left[ \frac{\text{cm}}{\text{s}} \right]$$

- $P_m$  : Porcentaje que pasa entre dos mallas adyacentes.  
 $d_m$  : Media geométrica entre dos mallas adyacentes [cm].  
 n : Porosidad total.  
 $\alpha$  : Coeficiente de forma de los granos -> 6  
 $\beta$  : Coeficiente -> 5

Para verificar la bondad de las fórmulas precedentes, ellas se usaron para calcular la permeabilidad que correspondería a seis granulometrías de bases (sin finos) que figuran en la Ref. 1 y para las cuales se señalan los respectivos coeficientes de permeabilidad (aparentemente los valores de k fueron medidos). Para la porosidad total se asumió el valor 0,15.

El Gráfico I.4 muestra que tanto la fórmula de Kozeny como la de Hazen dan resultados igualmente próximos a los reales y por lo tanto podrían utilizarse con un grado de confiabilidad semejante. Sin embargo, debido a su simplicidad, se acostumbra utilizar la fórmula de Hazen para los cálculos de la permeabilidad.

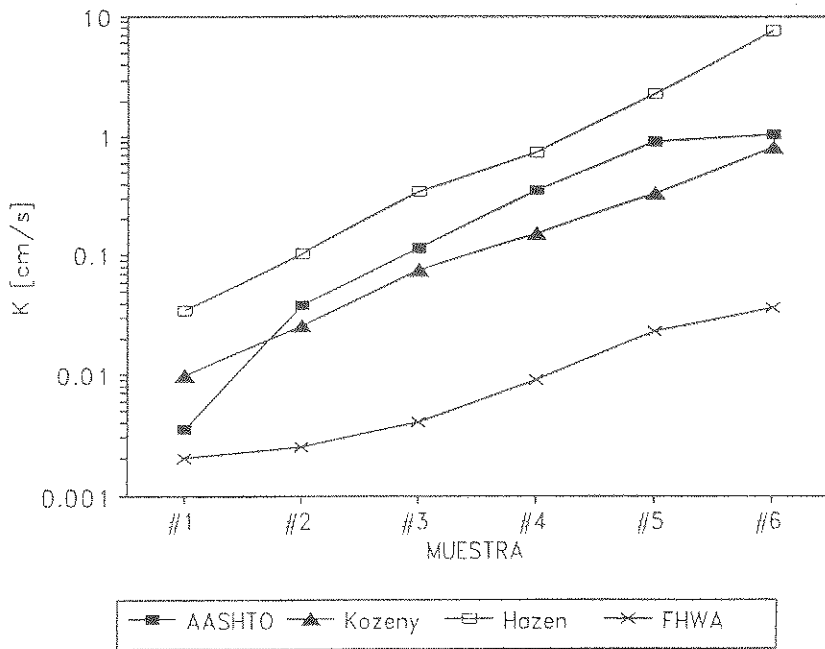


GRAFICO I.4. Comparación de las fórmulas para estimar permeabilidad.

## TIEMPO DE SATURACION

- Tiempo de Saturación.
- Tasa de Infiltración
- Aplicación del modelo a diferentes secciones
- Modelación de las precipitaciones.
- Resumen de la modelación del Tiempo de Saturación.
- Ejemplo de aplicación del modelo.

### • Tiempo de Saturación

Para estimar el porcentaje de tiempo del año en que una base presenta un contenido de humedad cercano a la saturación, se diseñó un modelo que entrega la altura de agua en la base conjugando la tasa de infiltración, las características del suelo y la cantidad y distribución de lluvias (Figura II.1).

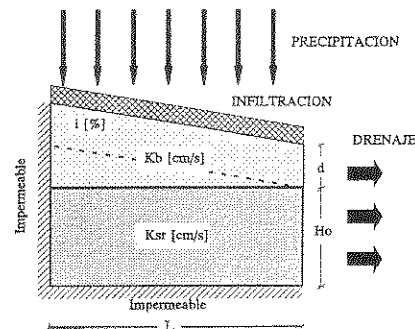


Ilustración FIGURA II.1. Esquema del modelo Lluvia-Infiltración-Drenaje.

El modelo Lluvia-Infiltración-Drenaje calcula el tiempo que demora en bajar 1 mm el nivel de agua de la base; luego se resta 1 mm. de altura de agua y se agrega el agua correspondiente a lo precipitado en el lapso (la precipitación infiltra completamente en tanto la intensidad sea menor o igual a la tasa de infiltración). Reiterando el procedimiento para un año completo, se calcula el porcentaje de tiempo en que la altura de agua está por sobre el nivel medio de la base, es decir, se establece el Tiempo de Saturación.

En los párrafos siguientes se presentan las modelaciones, hipótesis y simplificaciones que se asumieron para representar adecuadamente la PRECIPITACION, la INFILTRACION y las CARACTERISTICAS DE LA SECCION.

• TASA DE INFILTRACION

AASHTO (Ref.1), propone una fórmula empírica para determinar la tasa de infiltración:

en que: 
$$Q_i = I_c \left( \frac{N_c}{W} + \frac{W_c}{WC_s} \right) + k_p \quad \left[ \frac{\text{ft}^3 / \text{día}}{\text{Area de Pav.}} \right]$$

- $Q_i$  : Caudal por unidad patrón de área de pavimento
- $I_c$  : Tasa de infiltración de grietas [ft<sup>3</sup>/día/ft<sup>2</sup>]; la Ref. 1 sugiere adoptar  $I_c = 2,4$ .
- $N_c$  : Número de juntas longitudinales que contribuyen. Normalmente se adopta  $N_c = N + 1$ , donde N es el número de vías de la calzada.
- $W_c$  : Longitud de juntas transversales [ft]
- $WC_s$  : Espaciamiento entre juntas transversales [ft]
- $k_p$  : Permeabilidad de la capa de rodado [ft/día] ( $k_p = 0$  salvo en casos especiales como mezclas tipo «open graded»)
- $W$  : Ancho de la base sujeta a infiltración [ft]

En la Ref. 1, se asegura que, aun cuando la expresión es dimensionalmente incorrecta, permite evaluar adecuadamente la tasa de infiltración.

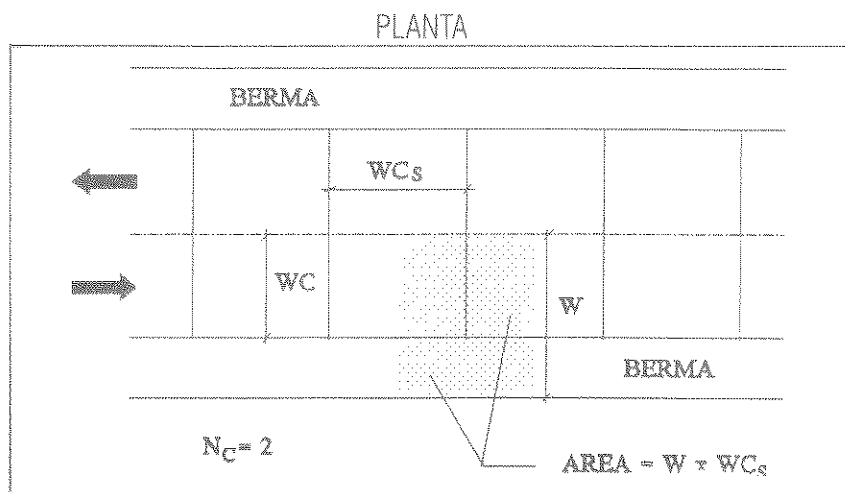


FIGURA II.2. Esquema del modelo de infiltración.

La aplicación de la fórmula expuesta entrega tasas de infiltración extremadamente bajas (del orden de 3 a 4 mm/día) que se contradicen con algunos otros estudios que han analizado el tema (Ref. 2 y 3), sin embargo el procedimiento parece ser adecuado a pesar de las limitaciones que presenta. En todo caso, teniendo en consideración lo detectado en otros estudios, a lo que se agrega que para el país debe normalmente esperarse que el nivel de conservación de los pavimentos sea menor que el de los Estados Unidos, se optó por modelar una situación que se supone sería más real para el país: se considera que en un pavimento de hormigón existen grietas transversales a un espaciamiento medio de 2 m. Esta menor distancia pretende representar tanto juntas normales con un sellado deteriorado como la existencia de grietas transversales que aparecen durante la vida útil del pavimento. (La infiltración por las grietas y juntas longitudinales sería despreciable, según la fórmula adoptada).



Con el modelo, modificado de acuerdo con los dos esquemas que se muestran en las Figuras II.3 y II.4, se obtiene un valor medio de infiltración de 11 mm/día, esto es considerablemente mayor que lo señalado en la Ref. 1, pero aún bastante por debajo de lo que señalan otras publicaciones. En el Anexo III, se analiza la influencia de este parámetro en los espesores de pavimento, comprobándose que la tasa de infiltración tiene alguna influencia para drenajes de calidad «bueno» y «regular» y que no afecta cuando ellos se califican como «excelente», «malo» y «muy malo».

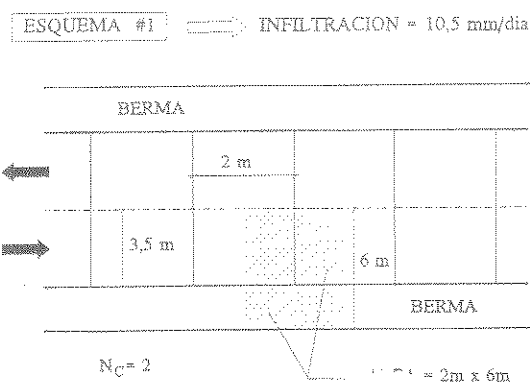


FIGURA II.3. Esquema del modelo de Infiltración aplicado a calzada bidireccional.

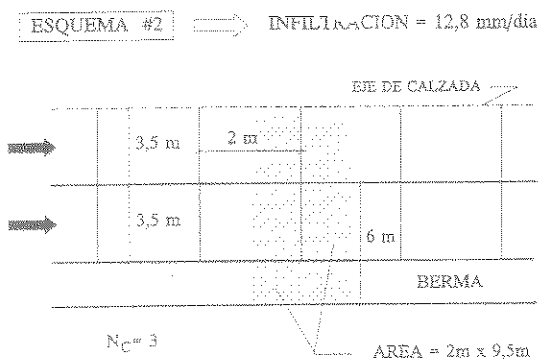


FIGURA II.4. Esquema del modelo de Infiltración aplicado a calzada unidireccional.

### • Aplicación del modelo a diferentes secciones

La simulación del proceso Lluvia-Infiltración-Drenaje con el modelo propuesto, implica que necesariamente deben incorporársele las características geométricas y algunas propiedades del suelo a drenar. Surge, en consecuencia, la interrogante sobre como varían los tiempos de drenaje para diversos grados de saturación, al modificarse las características de la sección.

Afortunadamente se comprobó (Tabla II.1) que para secciones que tienen tiempos de drenajes (T50) similares, la variación de estos parámetros influye muy poco en los tiempos de drenaje para diversos grados de saturación. Esto permite disminuir el número de variables con que se debe trabajar y simplifica substancialmente la obtención de resultados.

En la Tabla II.1 se presentan los tiempos de drenaje para diversos grados de saturación, en una sección considerada como tipo y otras tres de características diferentes.

	CARACTERISTICAS DE LA SECCION			
	S.TIPO	S.1	S.2	S.3
Ancho [cm]	600	900	400	1100
Espesor [cm]	15	20	25	20
Porosidad [nc]	0,12	0,09	0,14	0,12
Pendiente [%]	2	3	2,5	2
Alt. Subr.[cm]	50	50	50	100
k base [cm/s]	1E-3	1E-3	5E-4	1E-3
k subr. [cm/s]	1E-4	1E-5	1E-4	3E-4
T10 [días]	1,552	1,602	1,459	1,669
T20 [días]	3,267	3,350	3,110	3,458
T30 [días]	5,174	5,266	4,995	5,383
T40 [días]	7,306	7,374	7,170	7,459
<b>T50 [días]</b>	<b>9,707</b>	<b>9,706</b>	<b>9,708</b>	<b>9,708</b>
T60 [días]	12,432	12,229	12,713	12,153
T70 [días]	15,552	15,199	16,333	14,823
T80 [días]	19,163	18,465	20,789	17,756
T90 [días]	23,392	22,170	26,434	20,996
T100 [días]	23,418	26,409	33,863	24,599

TABLA II.1. Tiempo de drenaje de distintas secciones con igual T50.

Como los tiempos de vaciado de secciones con  $T_{50}$  similares son iguales, ellos son independientes de las características de la sección. Aprovechando esta condición, el modelo implementado determina, mediante aproximaciones sucesivas, cual es la combinación de permeabilidades de la base y la subrasante que mejor satisface un  $T_{50}$  dado. Los valores de  $k$  así determinados, permiten calcular los tiempos de vaciado para diferentes grados de saturación.

#### • Modelación de las precipitaciones

Como el modelo Lluvia-Infiltración-Drenaje calcula los cambios en la altura de agua de la base en el intervalo de tiempo que se demora en drenar el volumen equivalente a una altura de 1 mm, lo ideal sería distribuir la lluvia media anual en intervalos de tiempo menor o igual a éste. Sin embargo, como existen pocos registros de lluvias horarias a lo largo del país, se debió optar por distribuir las lluvias medias anuales en lluvias mensuales y luego en lluvias diarias. Esto se realizó para nueve zonas a lo largo del país.

La distribución mensual se obtuvo a través de los promedios observados en la estadística (de 8 a 20 años) de estaciones ubicadas en ciudades importantes de estas zonas (Tabla II.2).

	LATITUD	ESTACION
ZONA 1	30	LA SERENA
ZONA 2	32	SANTIAGO
ZONA 3	34	CURICO
ZONA 4	36	CHILLAN
ZONA 5	38	TEMUCO
ZONA 6	40	VALDIVIA
ZONA 7	42	PUERTO MONTT
ZONA 8	46	PUERTO CISNES
ZONA 9	54	PUNTA ARENAS

TABLA II.2 Estaciones usadas para calcular la distribución mensual.

Una vez definida la distribución mensual (Gráficos II.1 al II.9), la distribución diaria se obtuvo a través de la modelación realizada en la Ref. 3, la que relaciona el número de días con precipitaciones de intensidad mayor que 5 mm/día con la latitud y la precipitación media mensual de la zona, a través de la siguiente ecuación (El ajuste se logró con un coeficiente de correlación de 0,992):

$$N_s = \frac{(LAT)^{7.4} \cdot 10^{-11}}{21} \frac{180}{\pi} \text{Arctg} \left( \frac{p}{14 \pi (LAT)^{7.4} \cdot 10^{-11}} \right)$$

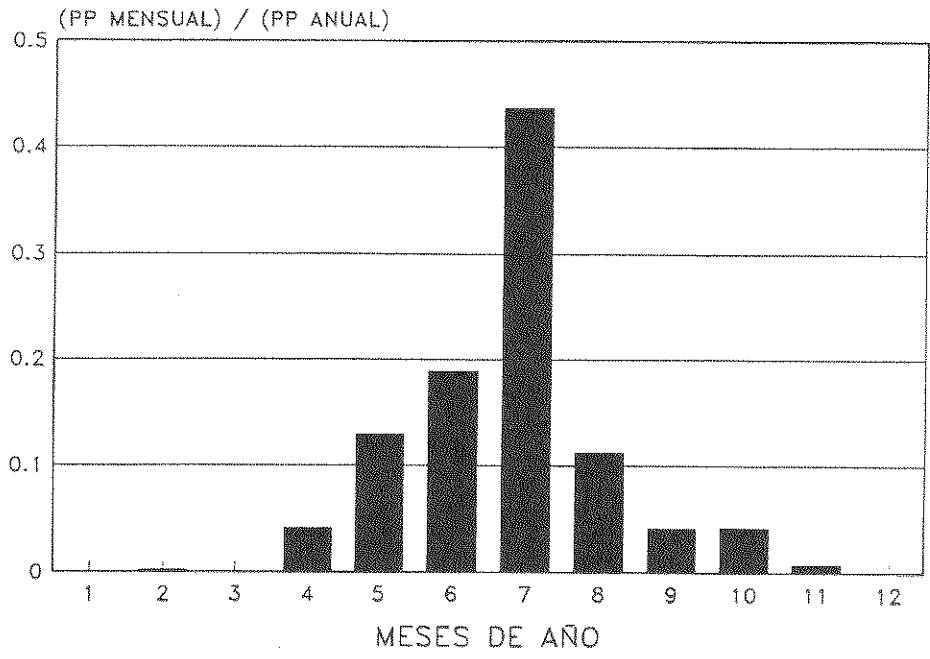
Además, en la misma Ref. 3 se muestran relaciones lineales entre el número de días del mes que llueve con intensidad mayor que 5 mm/día y los días que llueve con intensidad mayor que 0,1, 10, 20, 30 y 40 mm/día.

Finalmente, la distribución en el mes se realizó calculando la duración (en días) de 6 bloques de lluvia con intensidades de 2,5; 7,5; 15; 25; 35; y 45 mm/día, respectivamente. Dichos bloques fueron distribuidos en el mes, de manera que los tiempos de saturación obtenidos con distribuciones reales de lluvias (años reales) fueran similares a los tiempos de saturación obtenidos por la modelación de los bloques de lluvias (Gráficos II.10 al II.18).

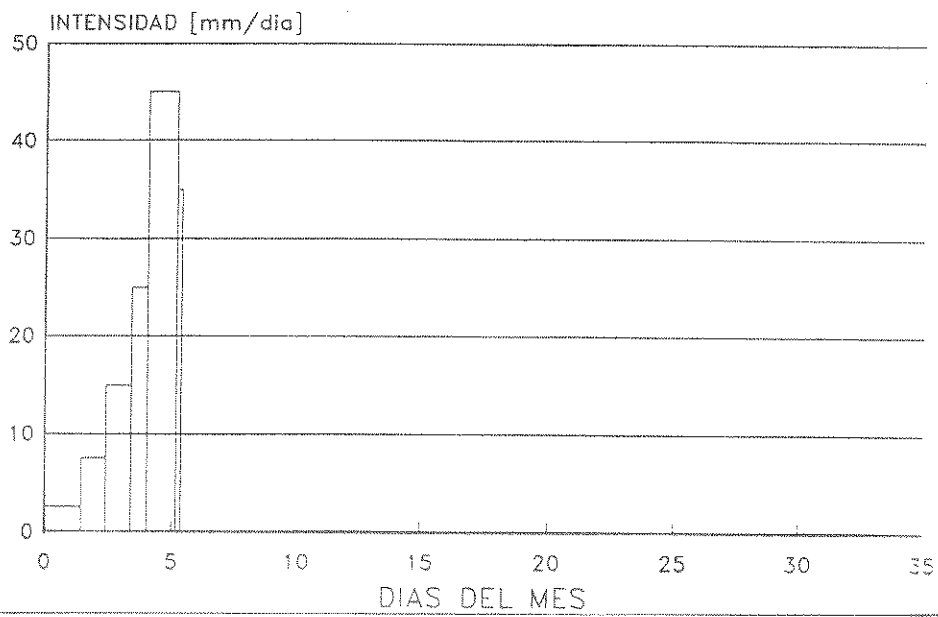
En los Gráficos II.1 al II.9 se detallan tanto las distribuciones mensuales adoptadas como la modelación y distribución de los bloques de lluvias que se obtuvieron para cada zona.

**GRAFICO II.1**

**DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 30**

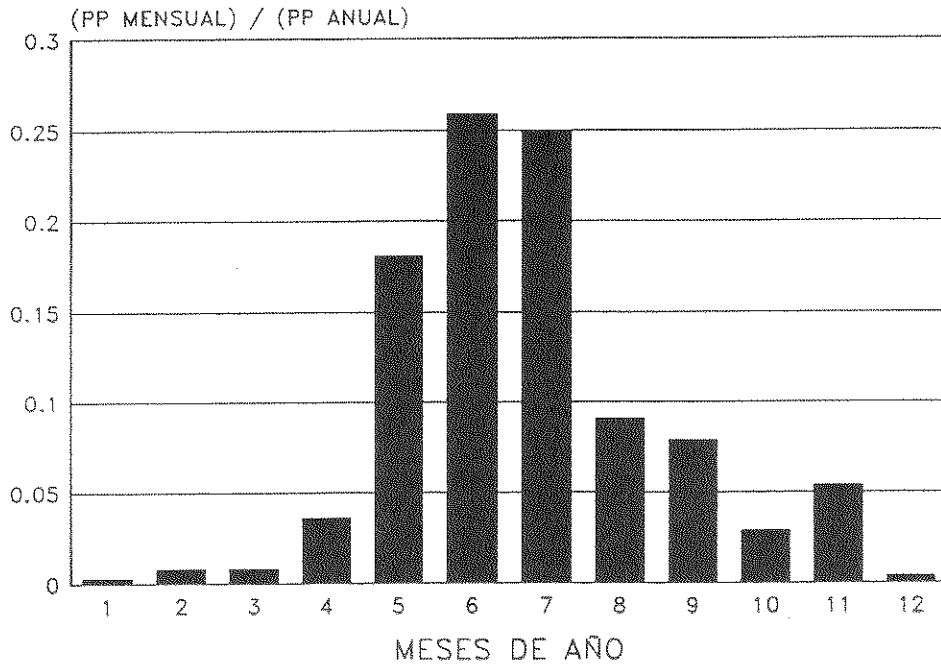


**DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 30**  
**PRECIPITACION = 100 mm**

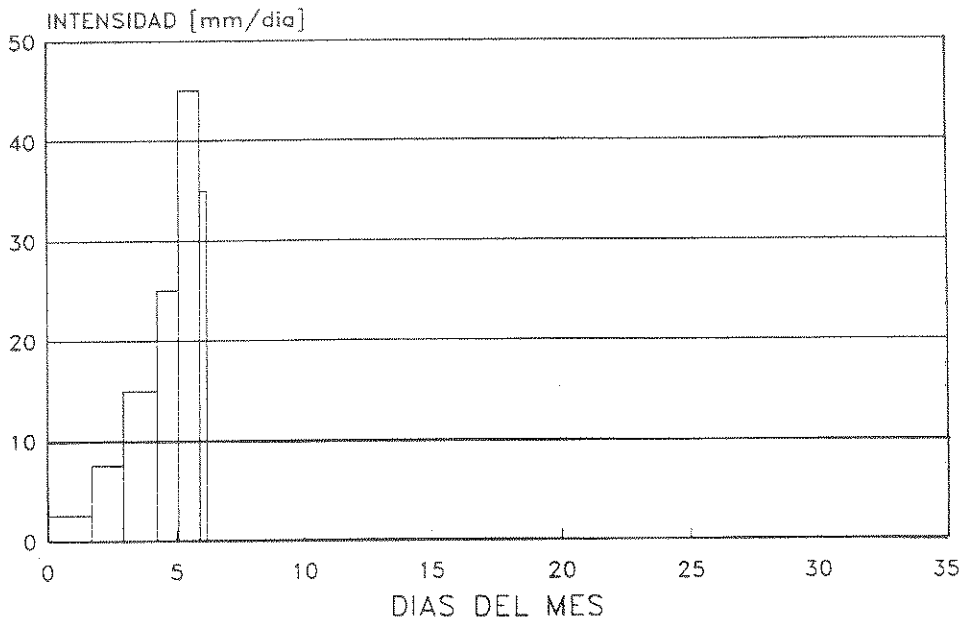


### GRAFICO II.2

DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 32

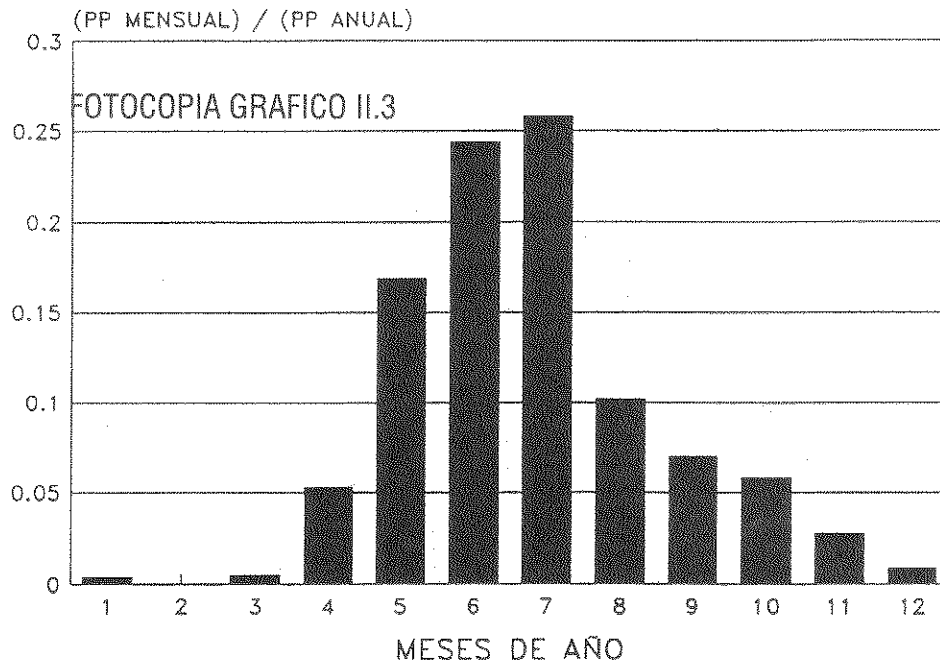


DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 32  
PRECIPITACION = 100 mm

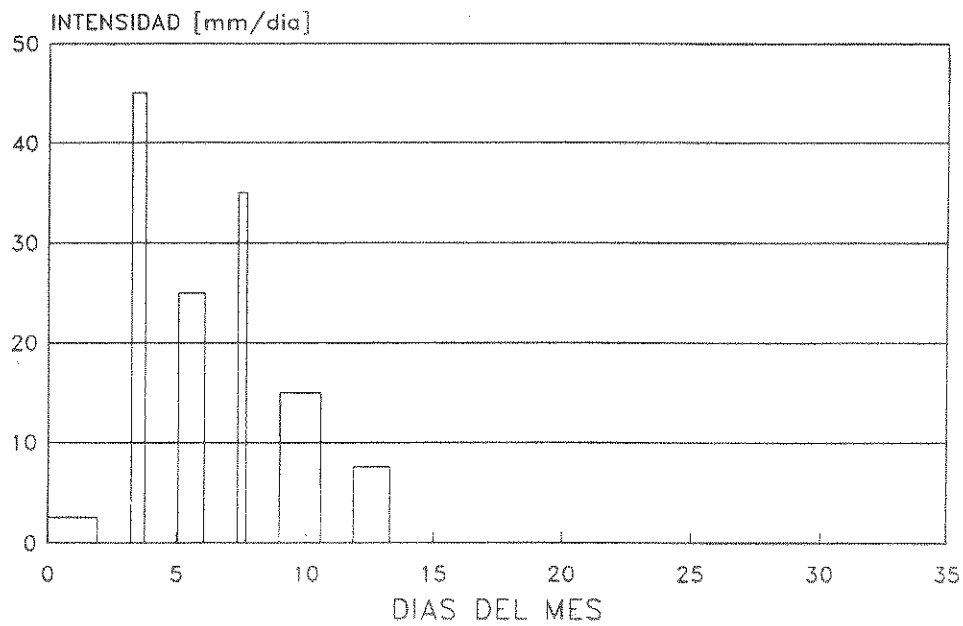


**GRAFICO II.3**

DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 34

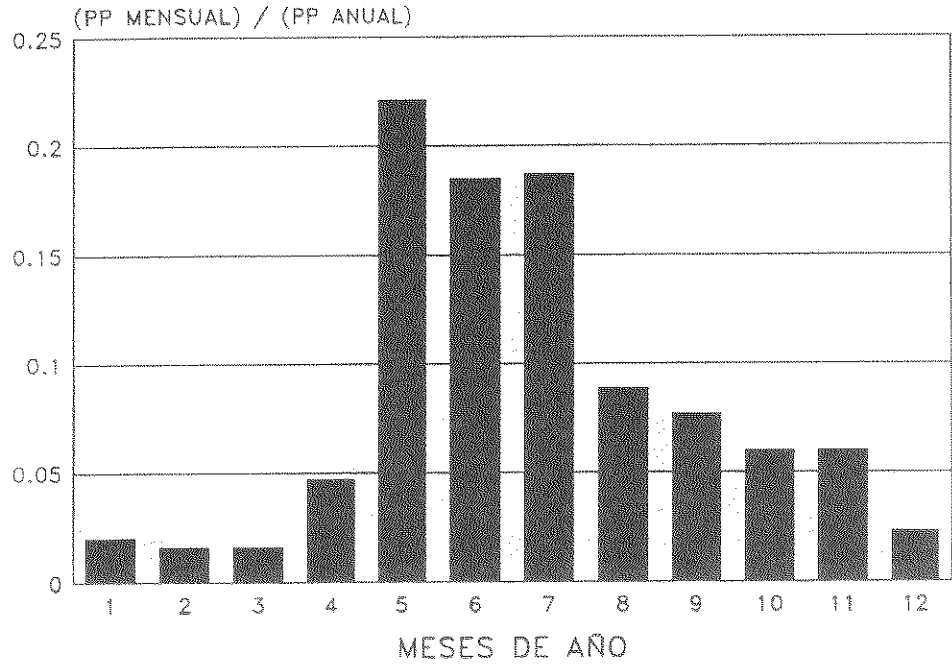


DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 34  
 PRECIPITACION = 100 mm

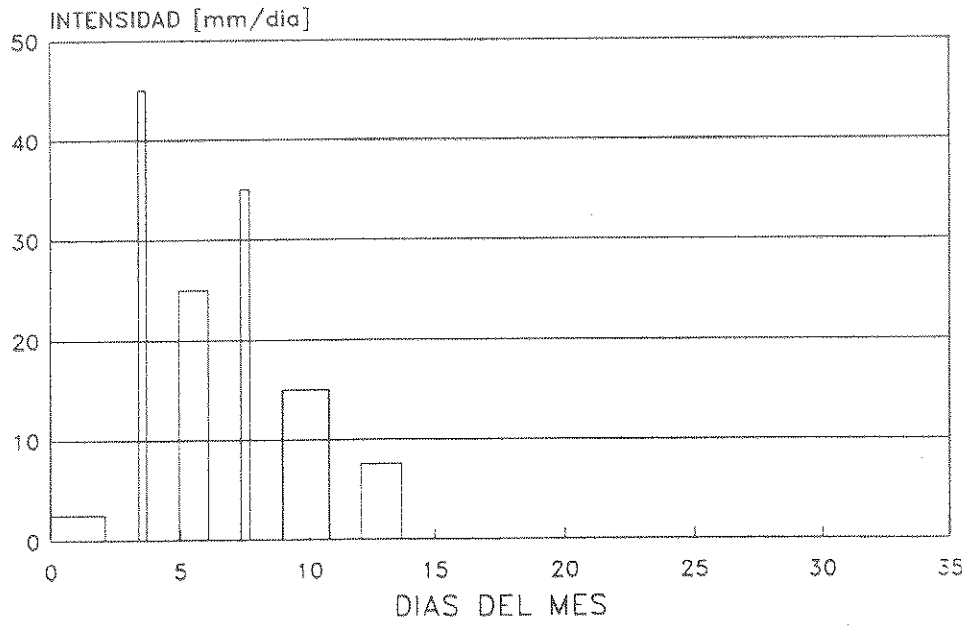


**GRAFICO II.4**

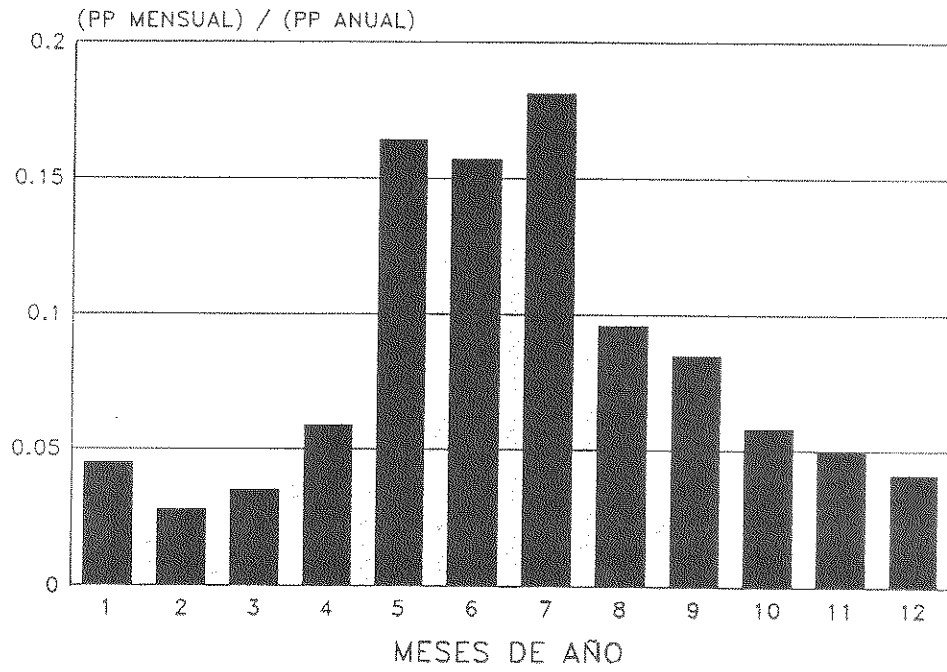
DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 36



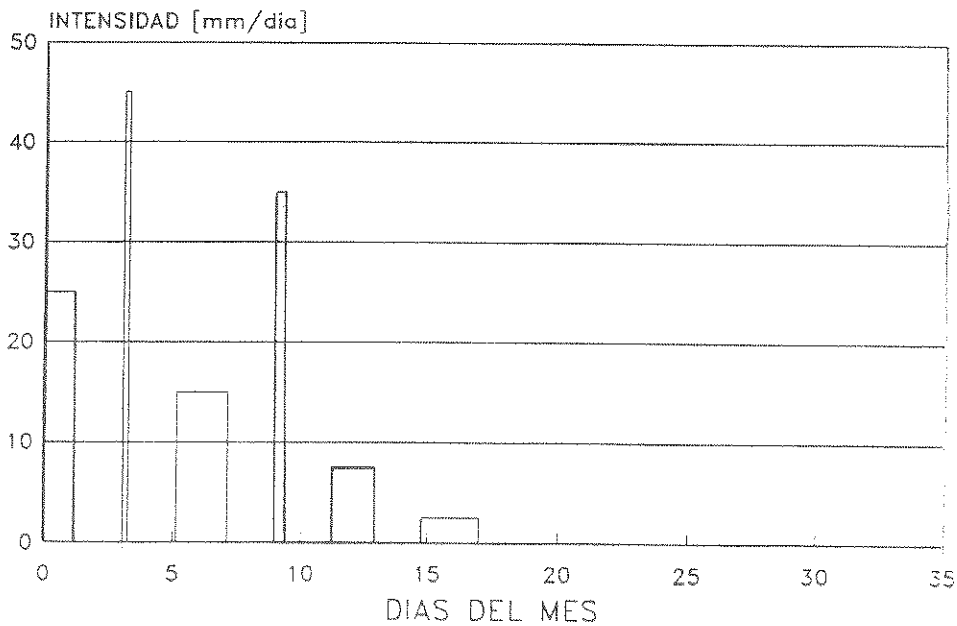
DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 36  
 PRECIPITACION = 100 mm



**GRAFICO II.5**  
DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 38



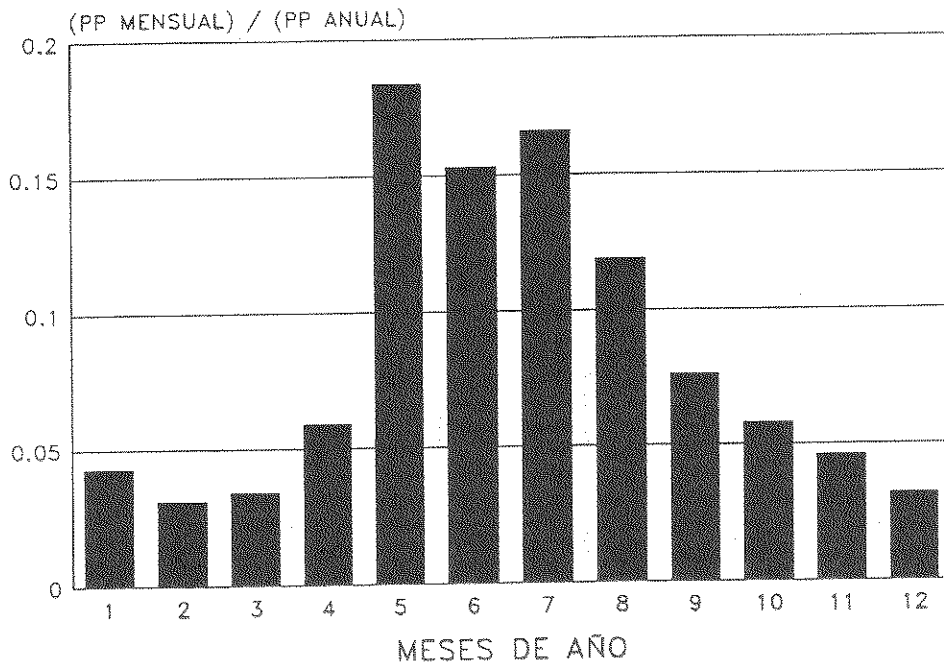
DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 38  
PRECIPITACION = 100 mm





**GRAFICO II.6**

**DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 40**



**DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 40**  
**PRECIPITACION = 100 mm**

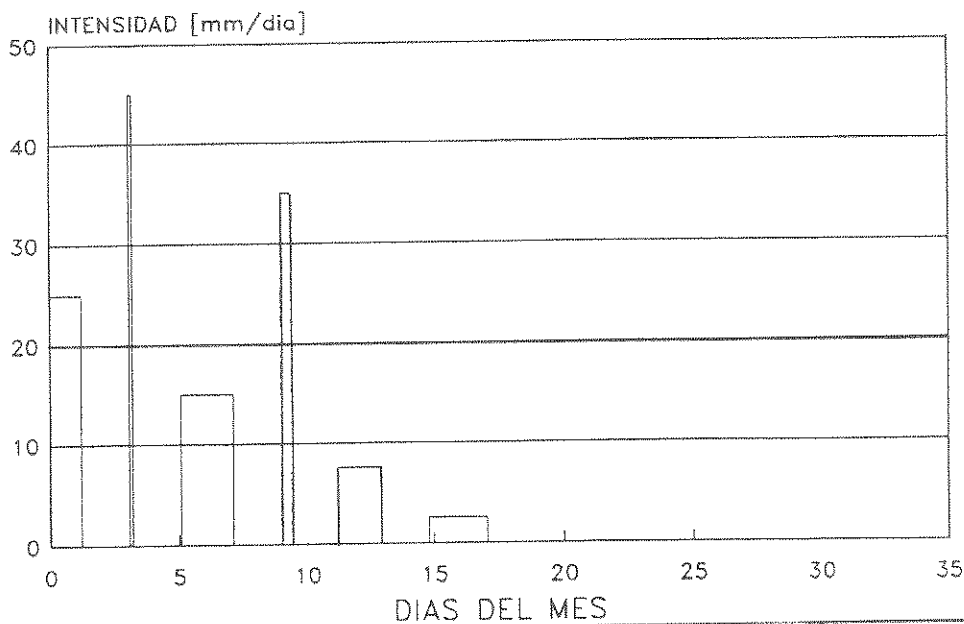
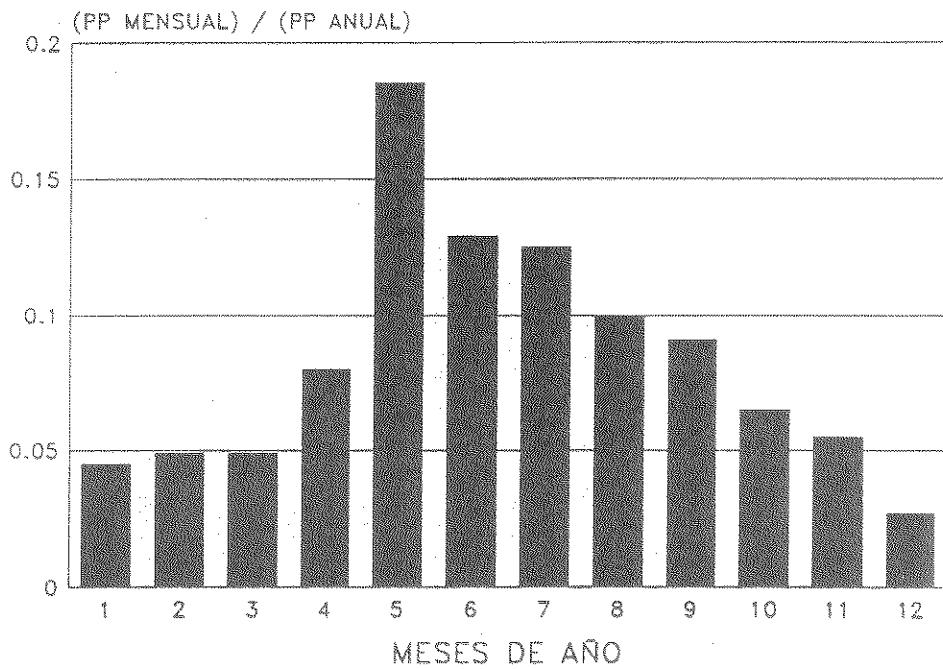
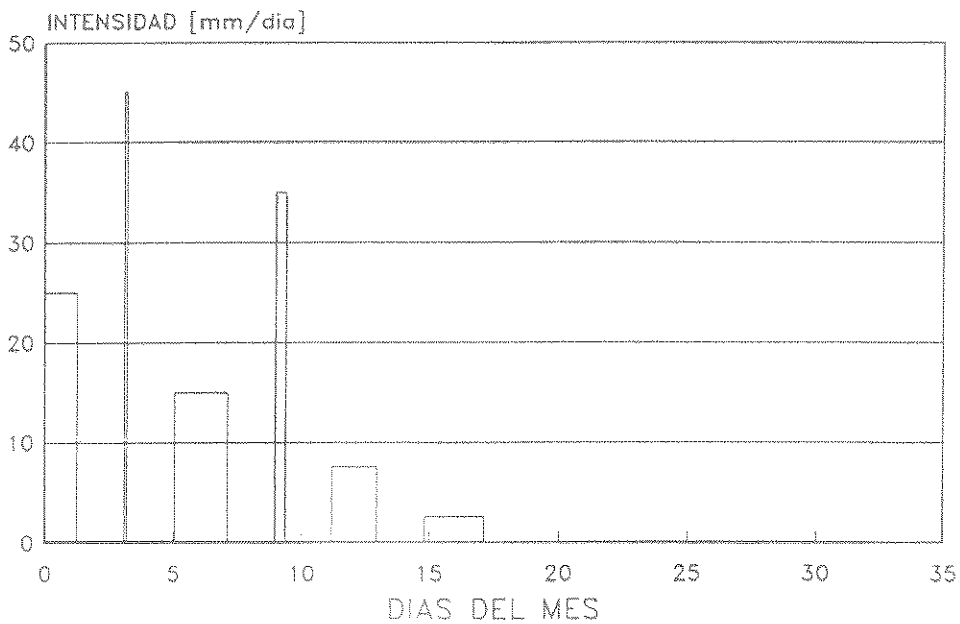


GRAFICO II.7

DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 42

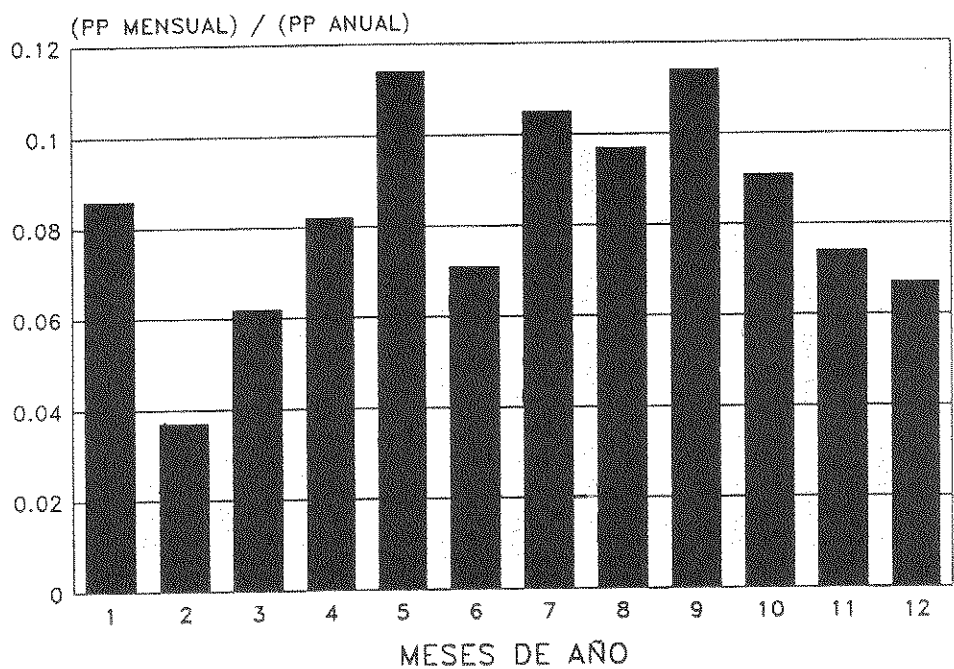


DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 42  
PRECIPITACION = 100 mm

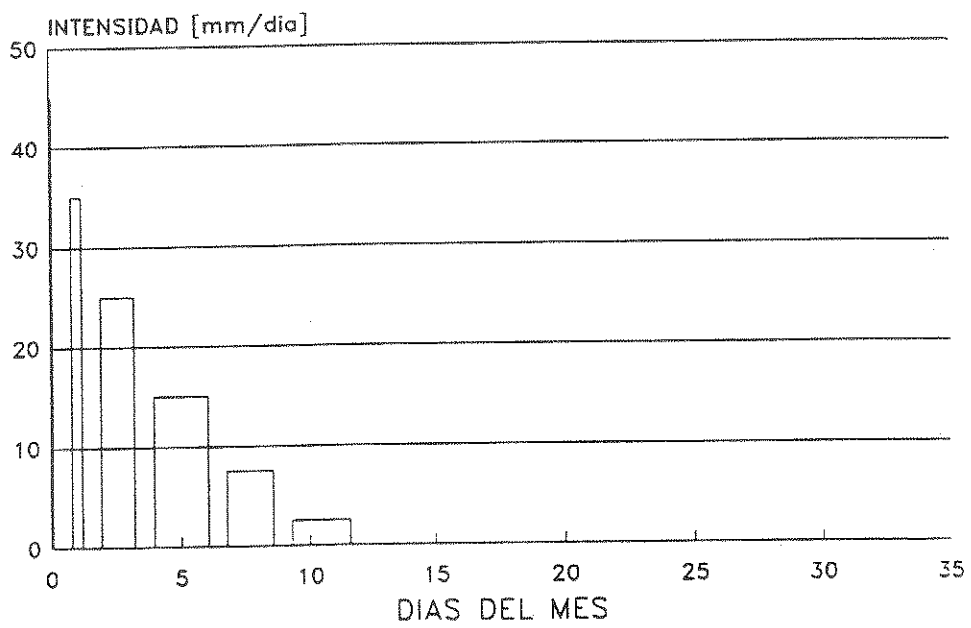


**GRAFICO II.8**

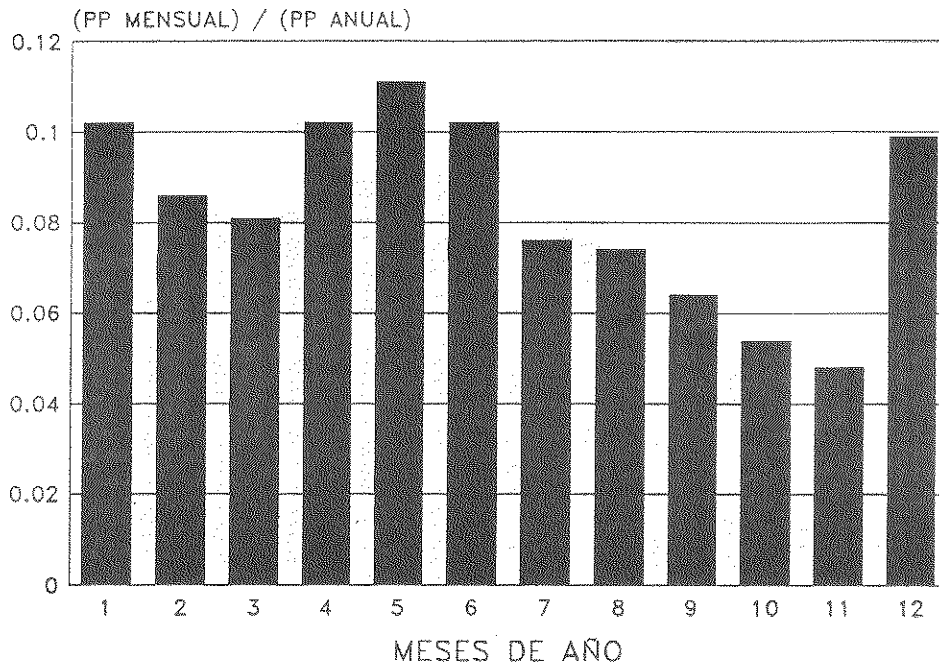
DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 46



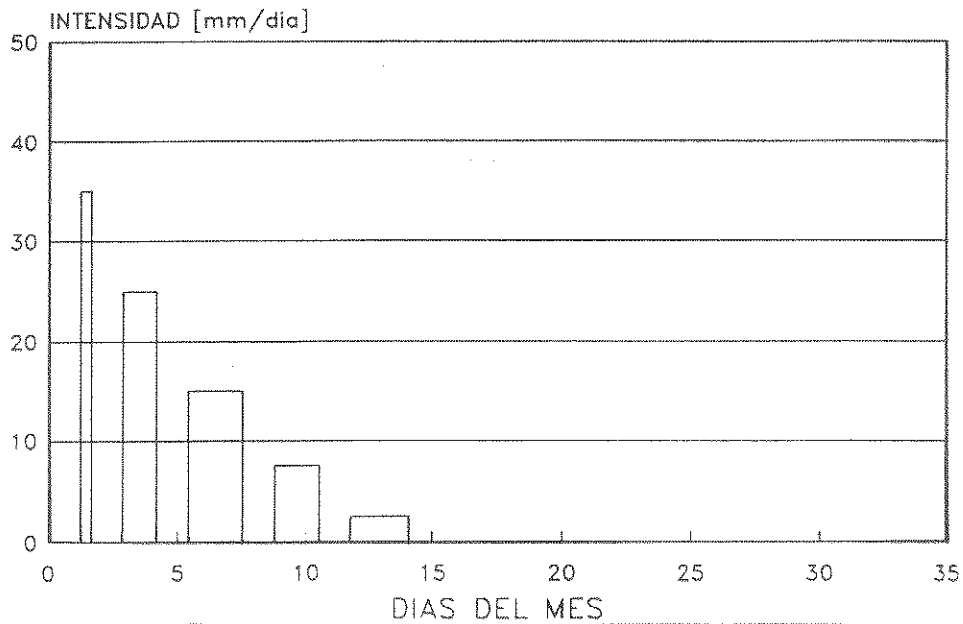
DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 46  
PRECIPITACION = 100 mm



**GRAFICO II.9**  
DISTRIBUCION ANUAL - LATITUD = 54



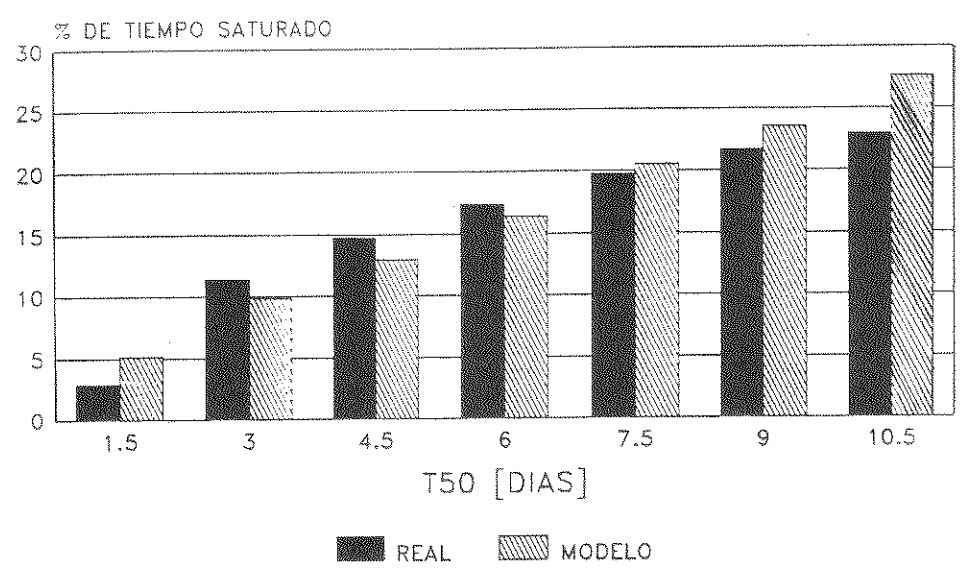
DISTRIBUCION MENSUAL - LATITUD = 54  
PRECIPITACION = 100 mm



### GRAFICO II.10

## PIRQUE - 1989

PP = 464,3 mm



## PIRQUE - 1990

PP = 250,1 mm

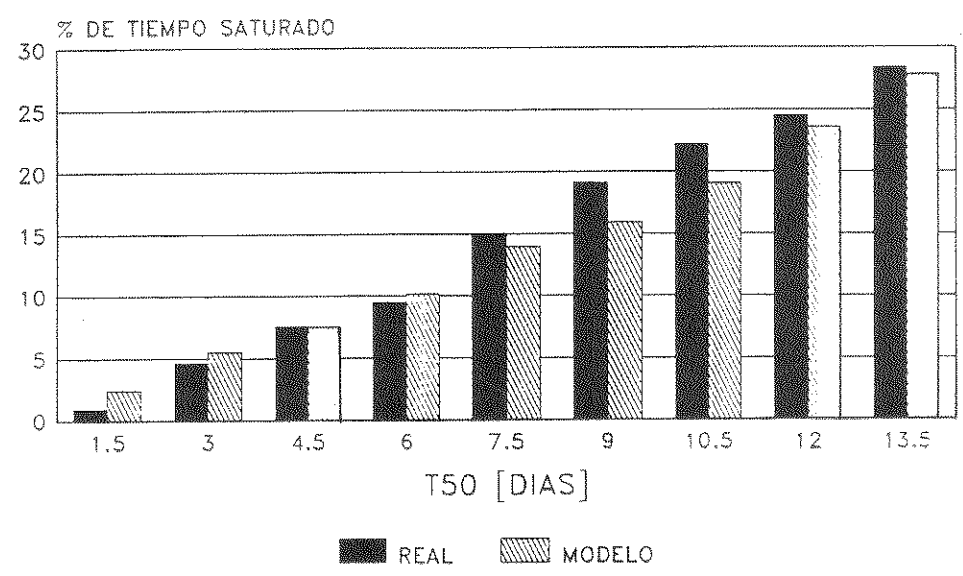
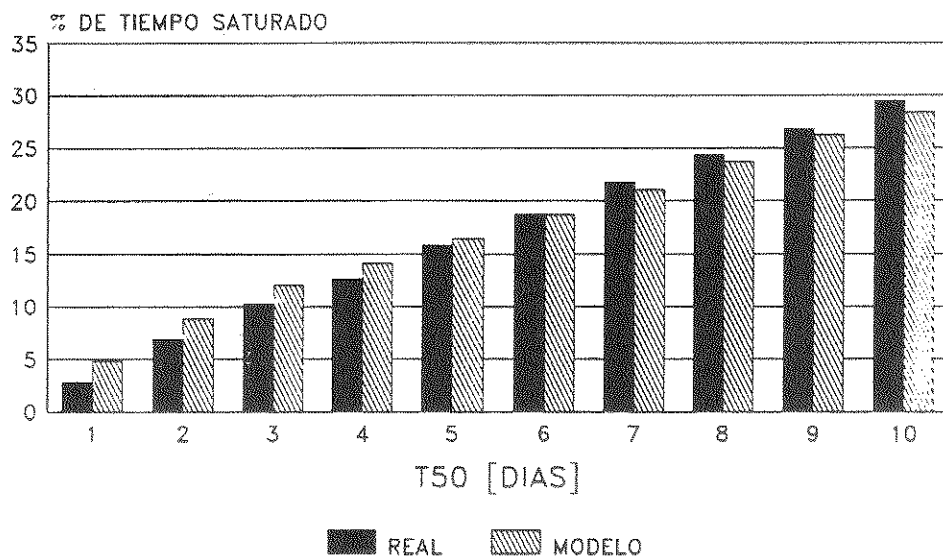


GRAFICO II.11

PIRQUE - 1991

PP = 611,4 mm



EL YESO - 1989

PP = 462 mm

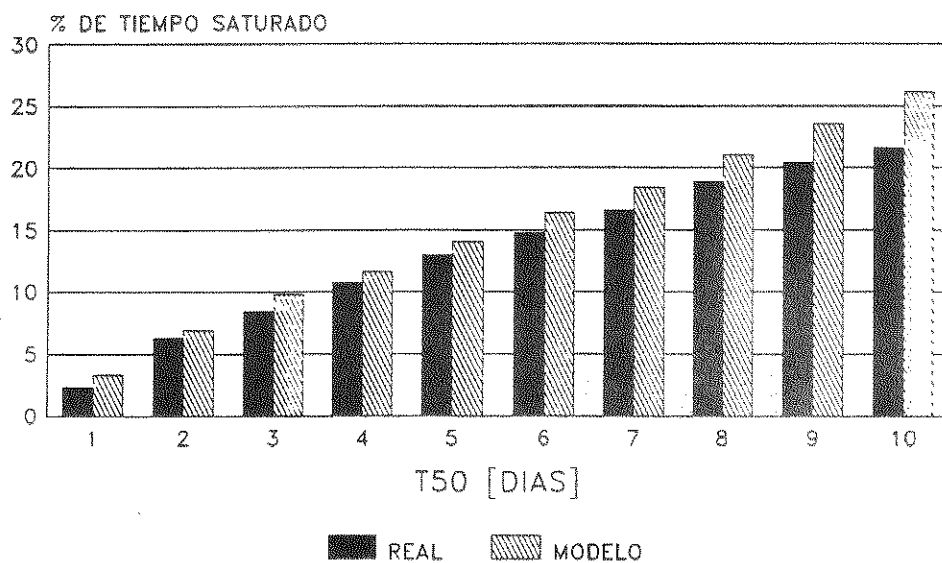
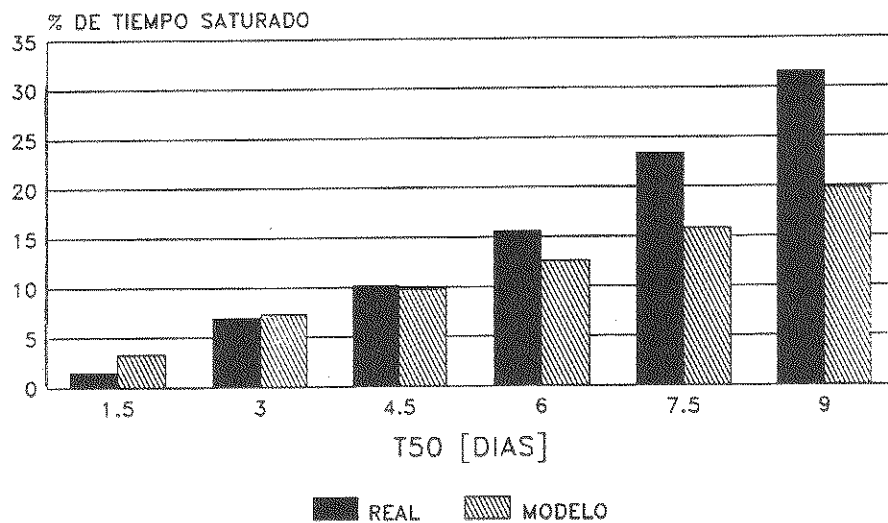


GRAFICO II.12

EL YESO - 1990

PP = 325 mm



EL YESO - 1991

PP = 928,5 mm

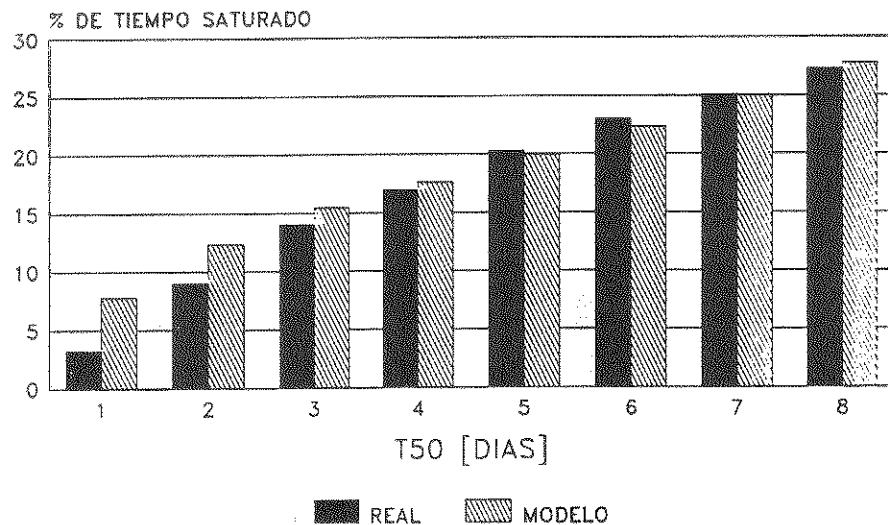
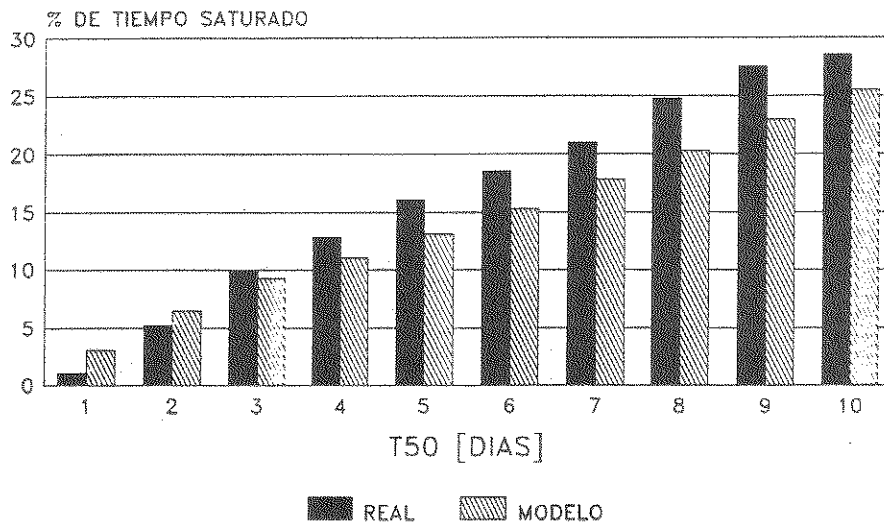


GRAFICO II.13

CURICO - 1989

PP = 433,5 mm



CHILLAN - 1989

PP = 786,6 mm

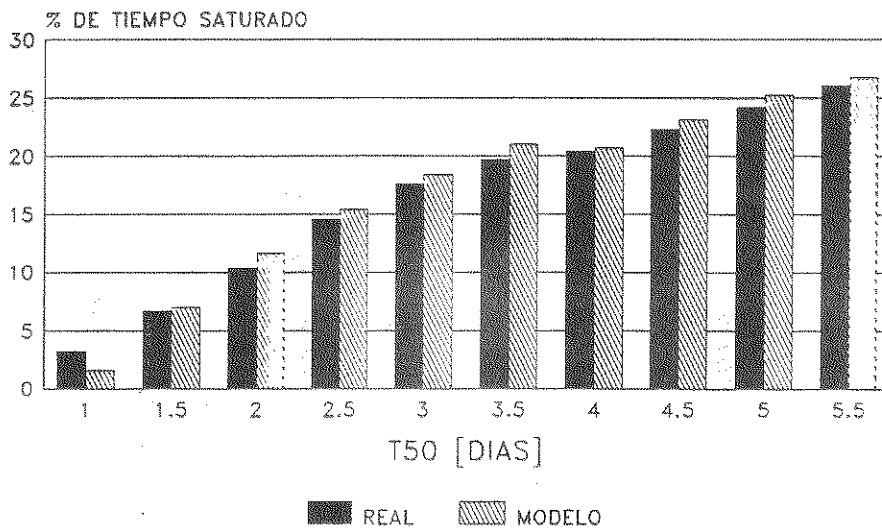
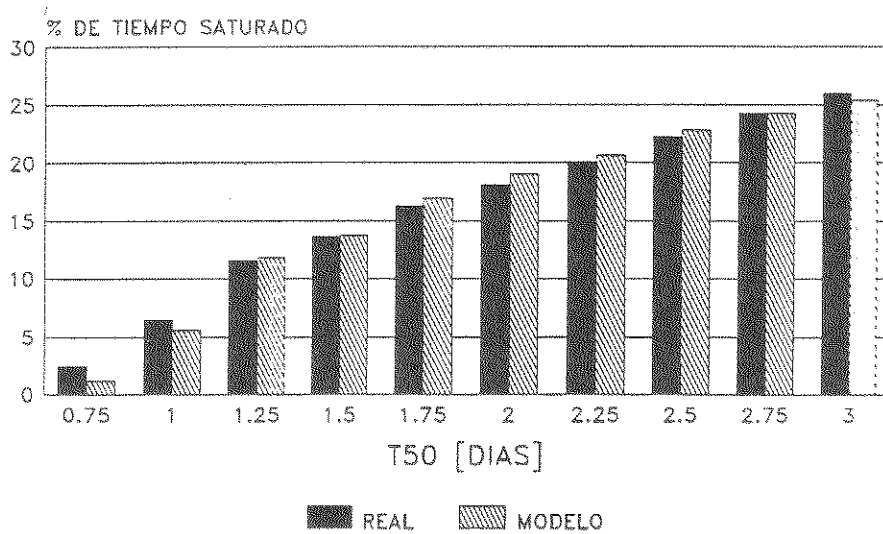




GRAFICO II.14

CHILLAN - 1991  
PP = 1190,2 mm



LOS ANGELES - 1986  
PP = 1385 mm

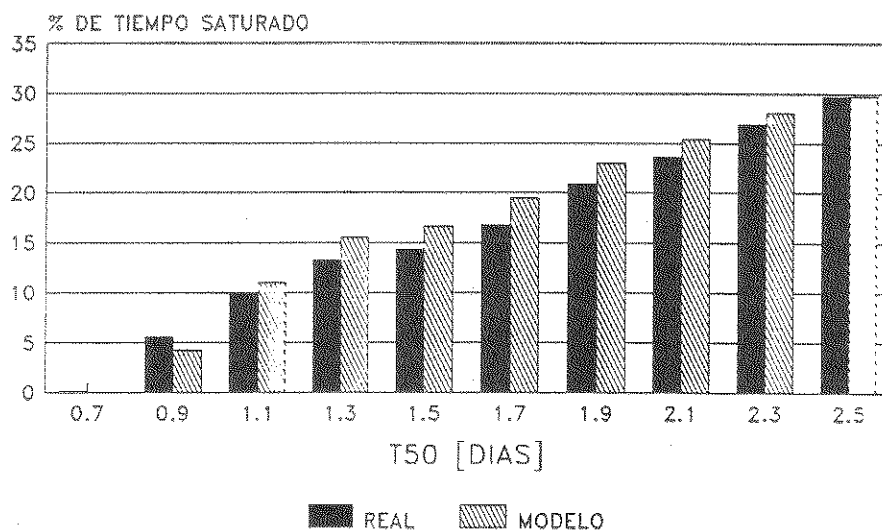
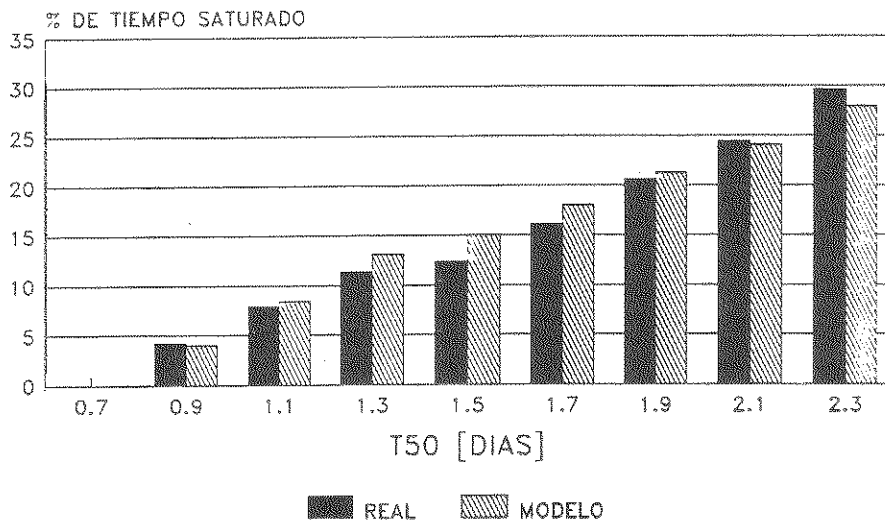


GRAFICO II.15

ADOLFO MATTHEI - 1990  
 PP = 1306,2 mm



ADOLFO MATTHEI - 1991  
 PP = 1365 mm

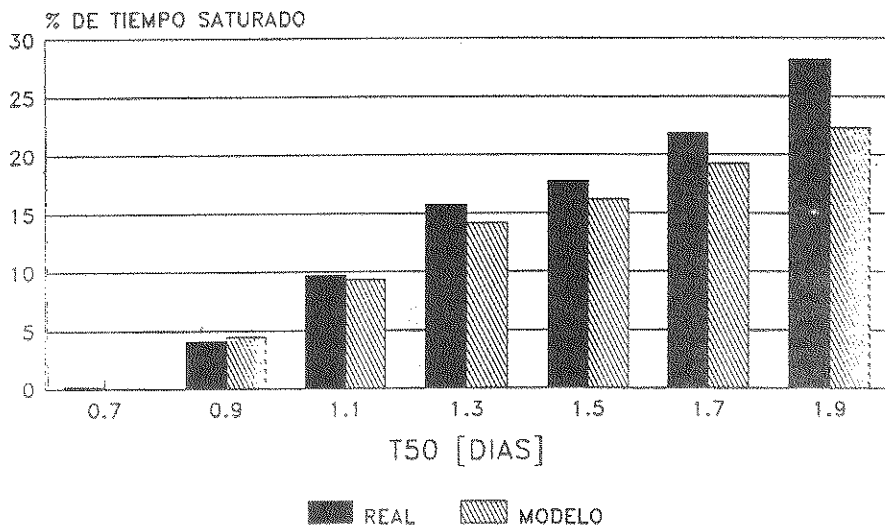
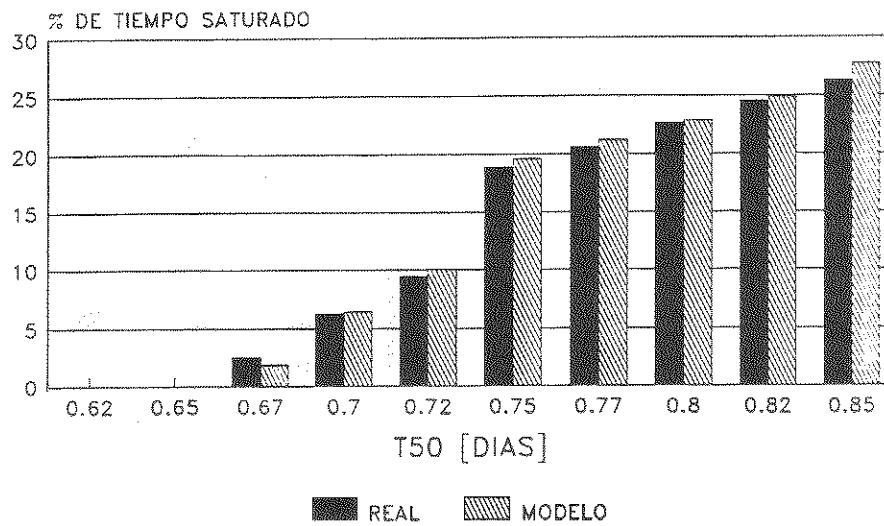


GRAFICO II.16

CHACABUCO - 1989

PP = 2959 mm



CHACABUCO - 1990

PP = 3874,4 mm

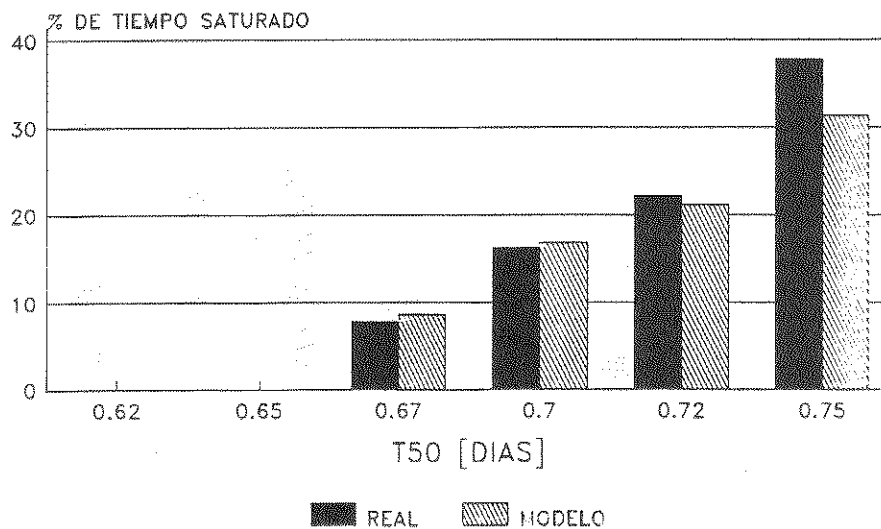
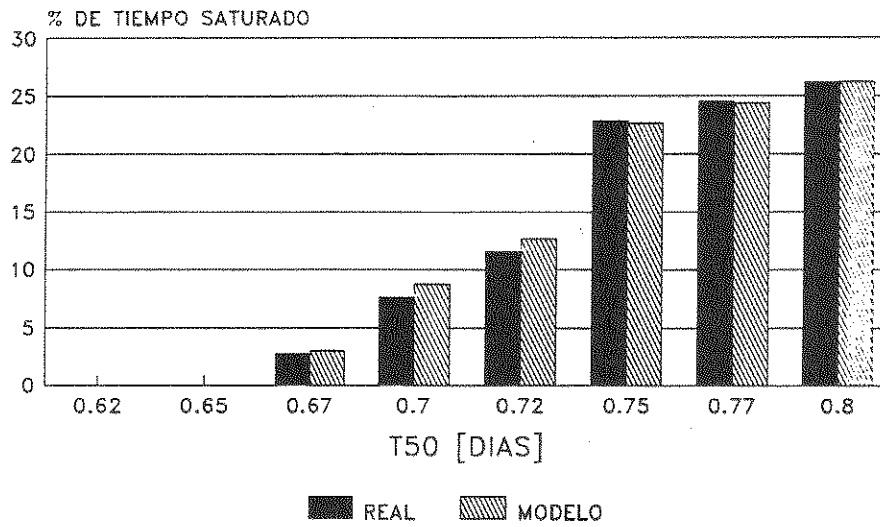


GRAFICO II.17

CHACABUCO - 1991

PP = 3197,1 mm



PUNTA ARENAS - 1989

PP = 497,4 mm

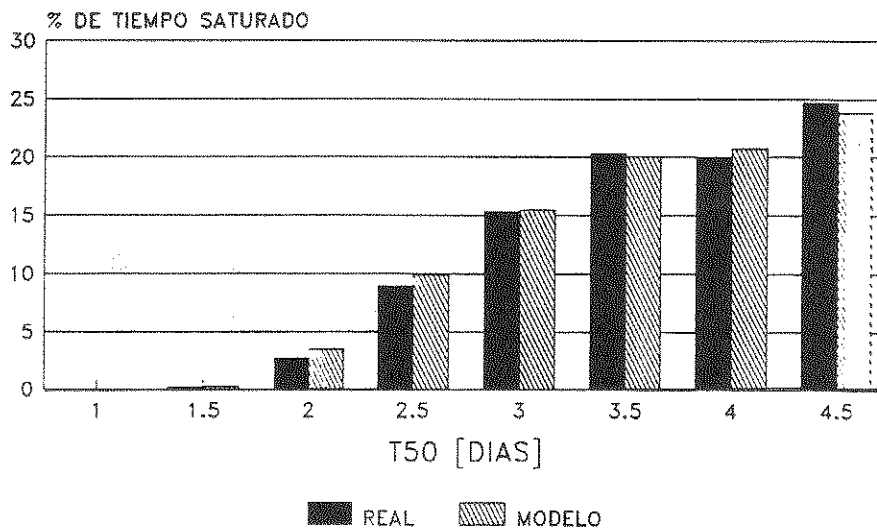
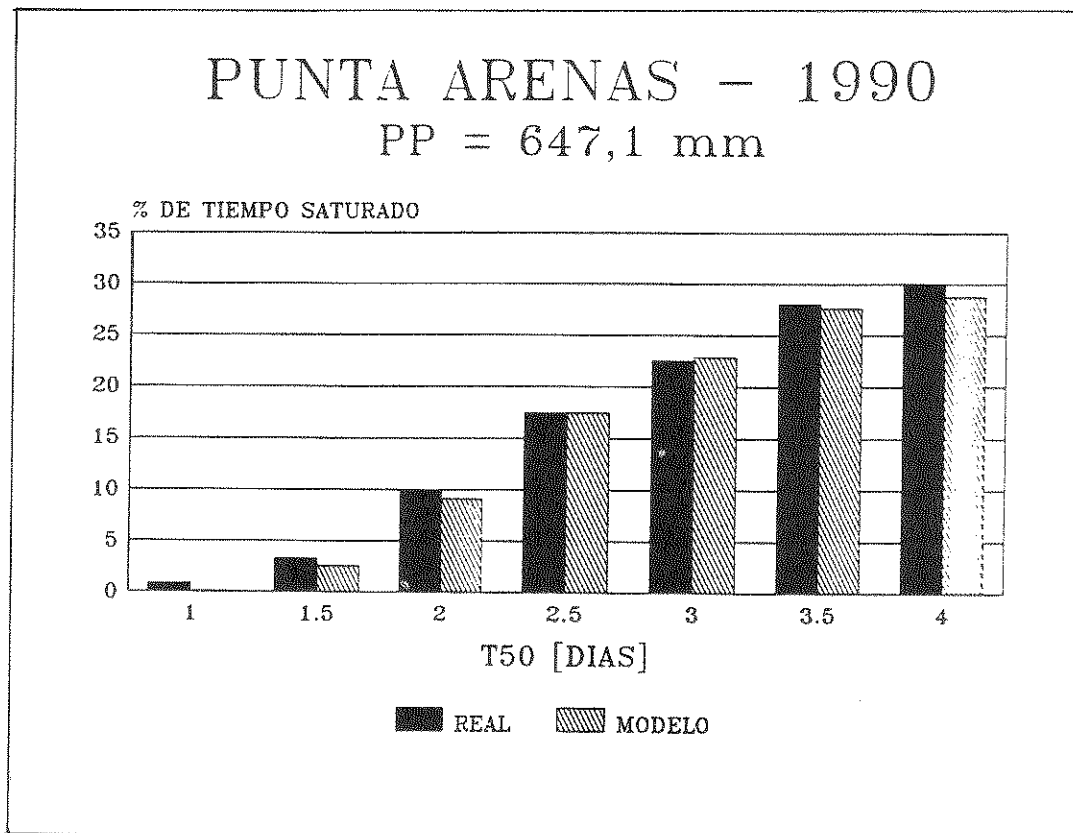


GRAFICO II.18



## • RESUMEN DE LA MODELACIÓN DEL TIEMPO DE SATURACION

### \*Datos de ingreso

- Precipitación Media Anual [mm]
- Tiempo de Drenaje -> T50 [días]
- Latitud {30, 32, ... , 44, 52}

### \*Procedimiento

- 1) Se distribuyó la Precipitación anual en los meses de acuerdo a la Latitud. (Gráficos II.1 al II.9)
- 2) Se determinó la duración de los bloques de lluvia en los meses de acuerdo a la latitud y se distribuyeron según la zona, en los días del mes (Gráficos II.1 al II.9).
- 3) a partir del T50 se determinaron  $k_b$  y  $k_{SR}$  de manera que el  $T_{50}$  se represente con dichas permeabilidades con las características de la estructura tipo:

Ancho	->	600 cm
Espesor	->	15 cm
Porosidad	->	12 %
Pendiente	->	2 %
Alt. Subr	->	50 cm

- 4) Se utilizó la infiltración máxima según fórmula AASHTO.

$$I_0 = 11 \text{ mm/día}$$

- 5) Se simula el año normal efectuando el siguiente procedimiento por bloques:
  - a) Tiempo para Drenar una Altura de 1 mm de la Base.
  - b) Al final de dicho tiempo se suma la altura de lluvia infiltrada en dicho tiempo.
 CONDICIONES DE BORDE: (H= Altura de la Napa)
  - Si  $H=0$  -> Se analiza el cambio cada 0,5 Hrs.
  - Si  $H>15$  ->  $H=15$

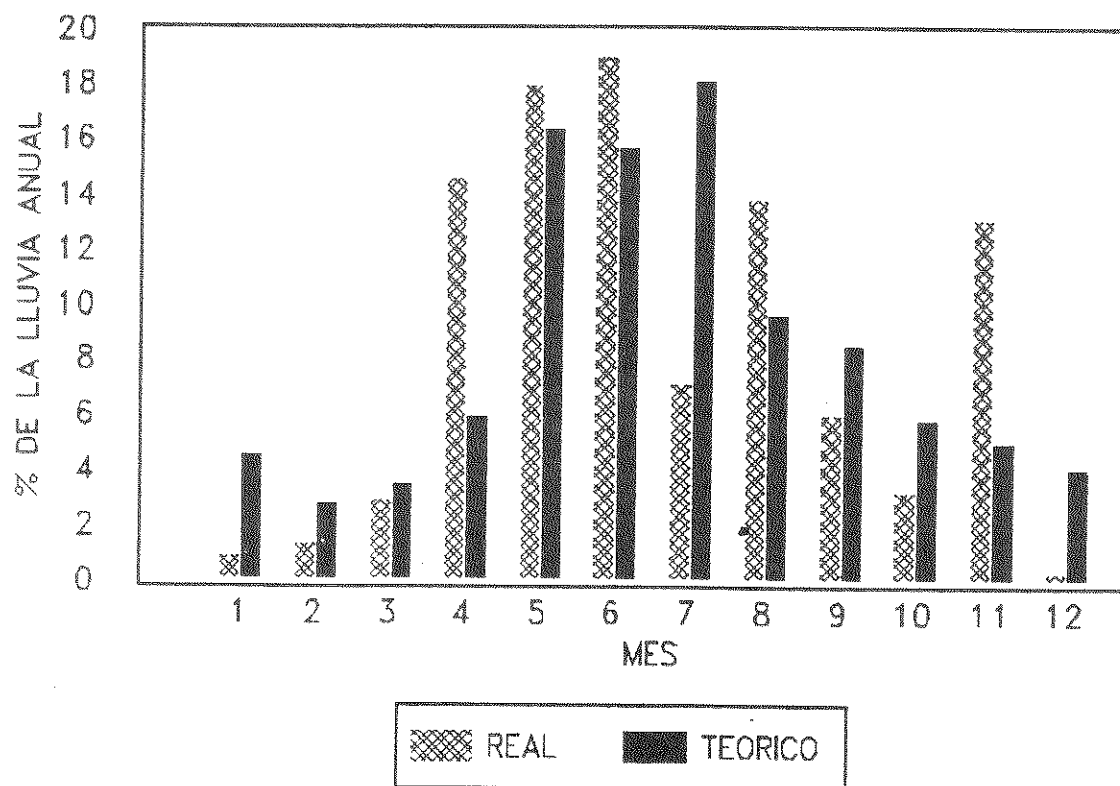
% DE LA LLUVIA ANUAL

### • Ejemplo de aplicación del modelo

Con el propósito de explicar mejor el funcionamiento del modelo Lluvia-Infiltración-Drenaje, se presenta una comparación entre la modelación con distribución de lluvia real y con distribución de lluvia teórica. Para esto se aplica el modelo al año 1986 de la estación de Los Angeles y se entregan gráficos que señalan los cambios en la altura de agua de la base:

- El Gráfico II.19 señala la distribución de la lluvia anual en los meses.
- Los Gráficos II.20 y II.21 señalan el nivel de agua en la base para la lluvia de 1986 con la distribución real y con la distribución teórica, respectivamente.
- Los Gráficos II.22 y II.23 señalan el nivel de agua en la base para la lluvia de Abril de 1986 con la distribución real y con la distribución teórica, respectivamente.

## DISTRIBUCION ANUAL DE LA LLUVIA LOS ANGELES (1986) → PP = 1385 mm



**GRAFICO II.19**

### ESTACION LOS ANGELES - 1986

TIEMPO DE SATURACION REAL = 22, 19 %  
T50 = 2 DIAS      PP = 1385 mm

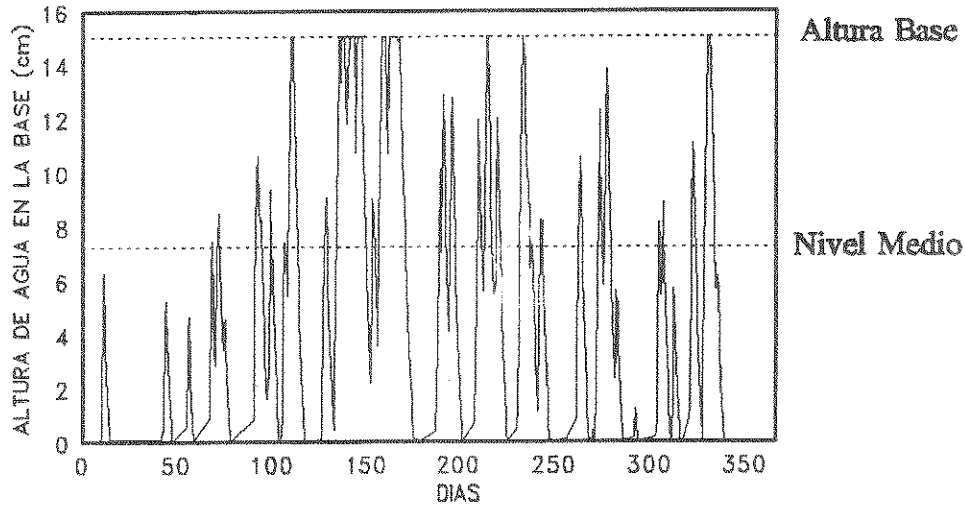


GRAFICO II.20

TPO. DE SATURACION TEORICO = 24, 24 %  
T50 = 2 DIAS      PP = 1385 mm

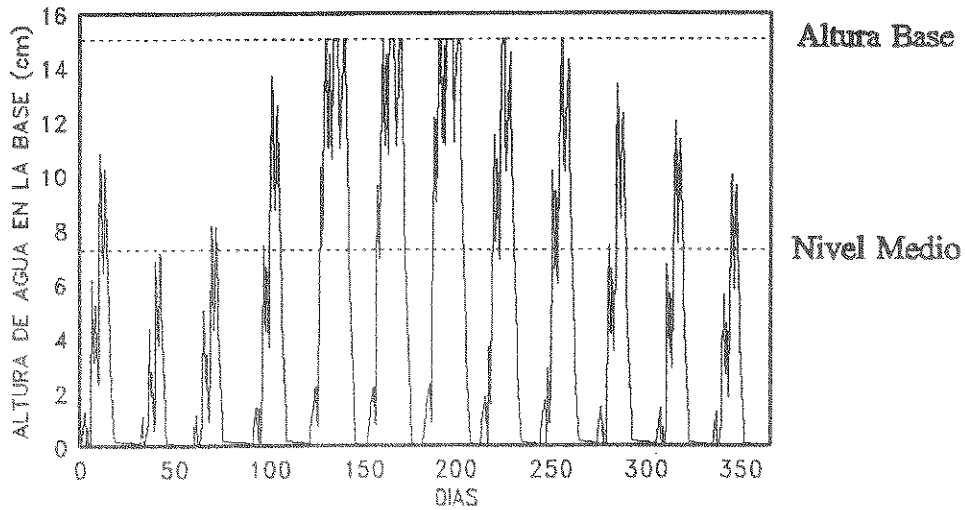


GRAFICO II.21



### ESTACION LOS ANGELES - ABRIL 1986

#### MES DE ABRIL (REAL)

LOS ANGELES (1986) -> PP = 201, 4 mm

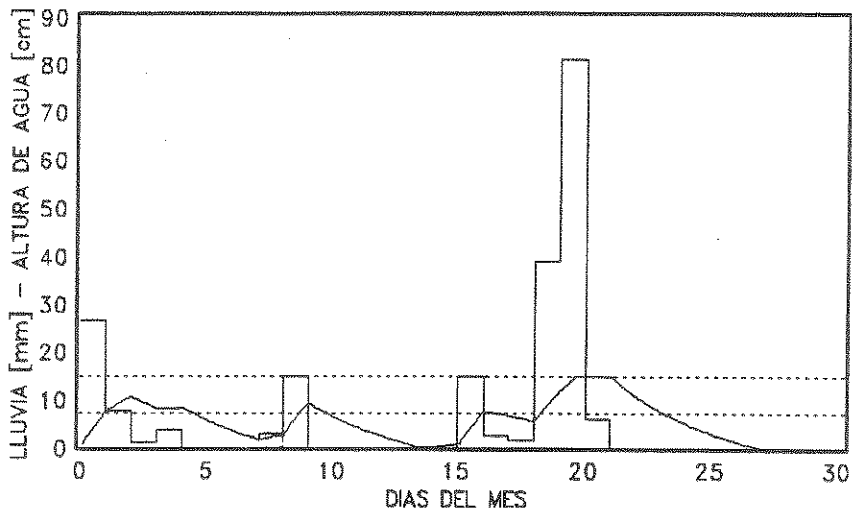


GRAFICO II.22

#### MES DE ABRIL (TEORICO)

LOS ANGELES (1986) -> PP = 81, 7 mm

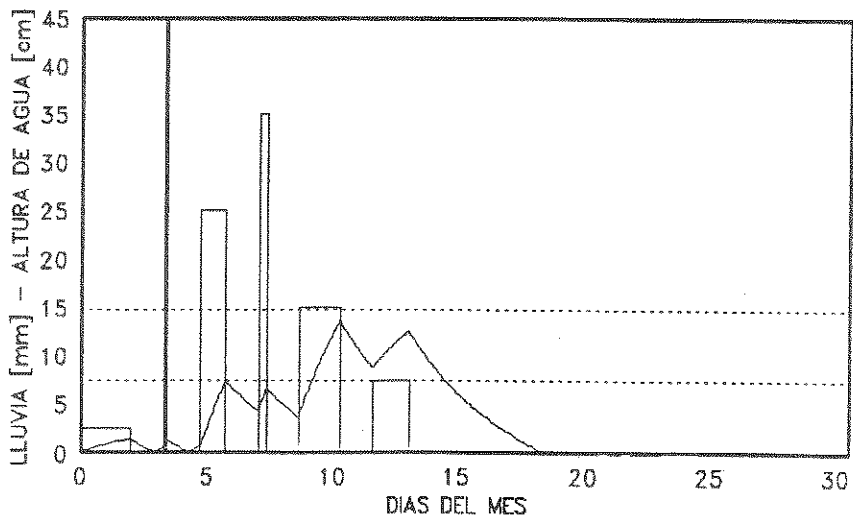


GRAFICO II.23

## **INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE DRENAJE EN LOS ESPESORES DE DISEÑO**

- **Efectos de la variación de la infiltración y permeabilidad de las bases y sub-rasantes en la determinación del coeficiente de drenaje**
- **Relación entre el coeficiente de drenaje y los ejes equivalentes admisibles**
  
- **Efectos de la variación de la infiltración y permeabilidades de las bases y sub-rasantes en la determinación del coeficiente de drenaje**

Para analizar el error que se pudiera producir en la estimación del Coeficiente de Drenaje ante variaciones de la infiltración y permeabilidad, se tabularon los valores de dichos coeficientes para distintas Calidades de Drenaje (del Gráfico N° 1 se obtiene la variación en las permeabilidades que permiten diferentes Calidades de Drenaje); diferentes precipitaciones medias anuales y distintos valores de infiltración (Tablas III.1 y III.2).

Del análisis de las Tablas III.1 y III.2 se concluye lo siguiente:

- \* La tasa de infiltración y la magnitud de las precipitaciones no tienen ninguna influencia en el Coeficiente de drenaje, para calidad de drenaje «excelente» (2 horas) y «muy malo» (1 mes).
- \* Para drenaje «malo» (1 semana) sólo influyen tasas de infiltración bajas y precipitaciones inferiores a 1.000 mm. anuales.
- \* Existen fuertes variaciones del coeficiente de drenaje cuando este es «bueno». Resultan determinantes tanto la tasa de infiltración que se adopte como la precipitación anual que caracteriza la zona del proyecto.

ANALISIS DE SENSIBILIDAD PARA PAVIMENTO FLEXIBLE

COEFICIENTE DE DRENAJE -> m

		TIEMPO DE DRENAJE -> T50															
		2 HORAS				1 DIA				1 SEMANA				1 MES			
		PP [mm]				PP [mm]				PP [mm]				PP [mm]			
		500	1000	1500	2000	500	1000	1500	2000	500	1000	1500	2000	500	1000	1500	2000
INFILTRACION [mm/dia]	5	1,40	1,40	1,40	1,40	1,35	1,35	1,35	1,35	0,95	0,81	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
	10	1,40	1,40	1,40	1,40	1,34	1,23	1,14	1,10	0,84	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
	15	1,40	1,40	1,40	1,40	1,23	1,12	1,07	1,03	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
	20	1,40	1,40	1,40	1,40	1,19	1,10	1,05	1,01	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
	30	1,40	1,40	1,40	1,40	1,16	1,08	1,03	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60
	45	1,40	1,40	1,40	1,40	1,15	1,08	1,03	1,00	0,80	0,80	0,80	0,80	0,60	0,60	0,60	0,60

NOTA: SE USO LA DISTRIBUCION DE LLUVIAS CORRESPONDIENTE A LAS REGIONES VII, VIII Y IX.

TABLA III.1

ANALISIS DE SENSIBILIDAD PARA PAVIMENTO RIGIDO

COEFICIENTE DE DRENAJE -> Cd

		TIEMPO DE DRENAJE -> T50															
		2 HORAS				1 DIA				1 SEMANA				1 MES			
		PP [mm]				PP [mm]				PP [mm]				PP [mm]			
		500	1000	1500	2000	500	1000	1500	2000	500	1000	1500	2000	500	1000	1500	2000
INFILTRACION [mm/dia]	5	1,25	1,25	1,25	1,25	1,20	1,20	1,20	1,20	0,98	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80
	10	1,25	1,25	1,25	1,25	1,20	1,14	1,09	1,07	0,92	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80
	15	1,25	1,25	1,25	1,25	1,14	1,08	1,05	1,02	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80
	20	1,25	1,25	1,25	1,25	1,12	1,07	1,03	1,01	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80
	30	1,25	1,25	1,25	1,25	1,10	1,05	1,02	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80
	45	1,25	1,25	1,25	1,25	1,10	1,05	1,02	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,80	0,80	0,80	0,80

NOTA: SE USO LA DISTRIBUCION DE LLUVIAS CORRESPONDIENTE A LAS REGIONES VII, VIII Y IX.

TABLA III.2

• **Relación entre el coeficiente de drenaje y los ejes equivalentes admisibles.**

a. Influencia del Parámetro « $m_1$ » en el Diseño (Pavimentos Flexibles)

El coeficiente de drenaje, tal como se define en la Ref. 1, afecta directamente al producto del coeficiente estructural por el espesor de la capa ( $a_i * D_i$ ), de las capas no tratadas, es decir, bases y sub-bases. El método no considera ninguna influencia del drenaje sobre las capas asfálticas.

En el Gráfico III.1 se presenta parametrizando para diversos valores del CBR ( $M_p$ ), la variación del número estructural (SN) requerido según el método en función de los EE solicitantes.

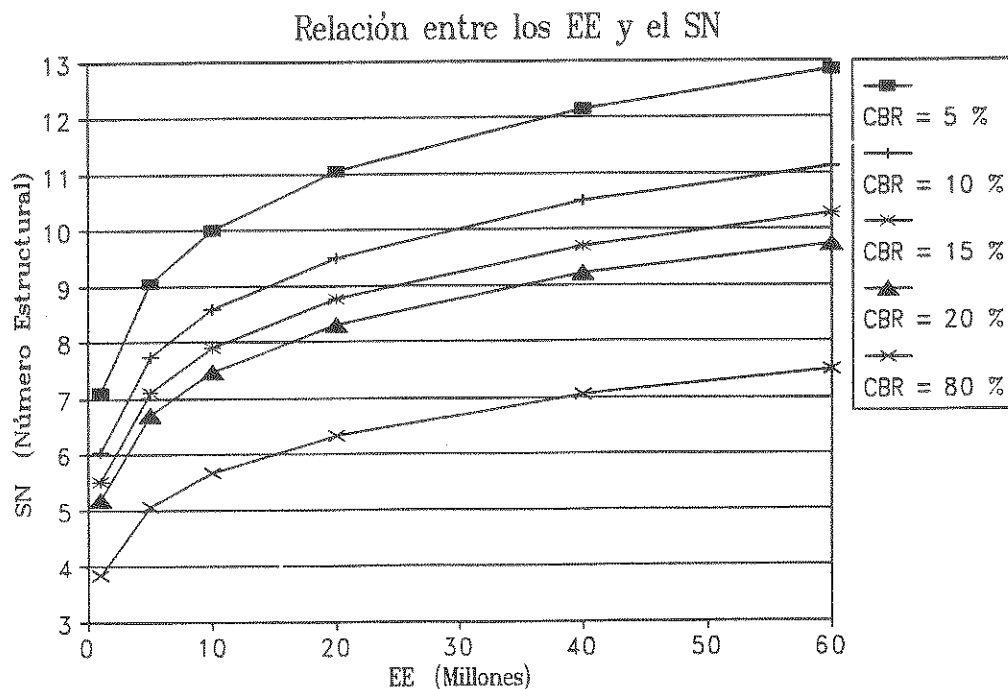


GRAFICO III.1, Número Estructural vs Ejes equivalentes (EE)

Normalmente en el país, se especifica bajo las capas asfálticas, como mínimo, una base con un CBR > 80%. Como el método requiere comprobar que el SN parcial que exista sobre cada capa estructural se ajusta a lo que señala la ecuación, la curva EE vs SN para CBR = 80% es, en la práctica, el aporte mínimo de las capas asfálticas, y sólo el saldo debe ser cubierto por los aportes de bases y sub-bases. Es sobre esa parte del SN donde influye el coeficiente de drenaje, el que de acuerdo con la Tabla N° 2, puede variar entre 0,4 y 1,4, en las condiciones extremas, es decir, 3,5 veces.

En consecuencia:

\*Normalmente el coeficiente de drenaje no tiene influencia en los espesores de las capas asfálticas.

\*Influye fuertemente en los espesores de las bases y sub-bases, pudiendo en los casos extremos, modificar el coeficiente estructural de 1 a 3,5.

b. Influencia del Parámetro «Cd» en el Diseño (Pavimentos Rígidos)

El Coeficiente de Drenaje influye directamente sobre el espesor del hormigón, teniendo una influencia similar al inverso del coeficiente de transmisión de cargas «J».

Como el  $C_d$  puede variar entre los valores 0,8 y 1,2, interesa analizar la variación de los EE de diseño en función de la variación del  $C_d$ , para distintos espesores típicos de pavimento. Para ello se confeccionó el Gráfico III.2, utilizando un módulo de reacción de la sub-rasante,  $K = 50$  MPa/m, resistencia media a la flexotracción de 5 MPa, módulo de elasticidad del hormigón de 28.000 MPa, coeficiente de transmisión de cargas,  $J = 3,8$ , bermas no pavimentadas y losas de 4,5 m. de largo. Luego, se graficaron las mismas curvas del Gráfico III.2, pero con la variación relativa de los EE en el eje de la ordenada; se obtuvo que la variación relativa de los EE en función del  $C_d$  es independiente del espesor del hormigón (Gráfico III.3).

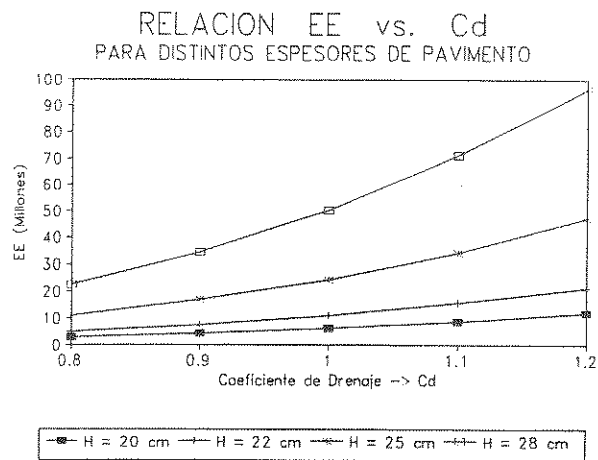


GRAFICO III.2

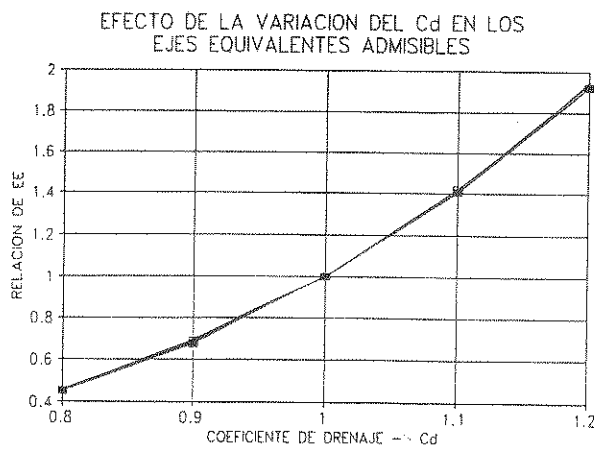


GRAFICO III.3

**REFERENCIAS**

- 1.- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1993). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- 2.- Curso Internacional 'Diseño de Pavimentos Según Método AASHTO, 1993'. Federal Highway Administration - Instituto Panamericano de Carreteras.
- 3.- García, Amalia (1986). Estudio de la Infiltración de Aguas-Lluvias en una Estructura de Pavimento. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil.
- 4.- Juárez B. y A. Rico (1965). Mecánica de Suelos. México.
- 5.- Bear, J. (1979). Hydraulics of Groundwater. Mc Graw Hill.
- 6.- Symposium on Permeability of Soils (1954). ASTM Special Technical Publication, 163.
- 7.- Faraggi, V. y J. Quezada (1991). Drenaje de las Capas No Tratadas en las Calzadas Asfálticas. 6º Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto. Santiago, Chile.
- 8.- Mc Enroe, B. (1994). Drainability of Granular Bases for Highway Pavements. Transportation Research Board.
- 9.- Especificaciones y Métodos de Muestreo y Ensaye de la Dirección de Vialidad (1986). Santiago, Chile.
- 10.-Balance Hídrico de Chile (1987). MOP - DGA. Santiago, Chile.
- 11.-Seeds, S. y G. Hicks (1991). Development of Drainage Coefficientts for the 1986 AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. Transportation Research Record, 1307, pp 256-267.

---

**COMISION DE DISEÑO Y EVALUACION  
DE PAVIMENTOS**

---

**EVALUACION TECNICA DE PAVIMENTOS EXISTENTES  
SEGUN METODO AASHTO - 1993**

**RESUMEN**

**1995**

---

**Cámara Chilena de la Construcción  
Corporación de Investigación de la Construcción**

RESUMEN EJECUTIVO		
<i>Nombre del Informe:</i> <b>Evaluación técnica de Pavimentos existentes según Método AASHTO - 1993</b>		<i>Fecha:</i> <b>1995</b>
<i>Mandante:</i> <b>Comisión de Diseño y Evaluación de Pavimentos. Camara Chilena de la Construcción</b>		
<i>Ejecutante:</i> <b>DDQ Ingenieros Consultores</b> José Manuel Infante 2802 Ñuñoa Fono: 223-2776	<i>Ing. Responsable:</i> <b>Dusan Dujisin Q.</b>  <i>Ing. de Proyecto:</i> <b>Alvaro Arroyo A.</b>	<i>Clasificación :</i> <b>Estudio de Investigación</b>
<i>Observaciones:</i>		<i>Número de Páginas:</i> <b>27</b>



#### 4.- Conclusiones y recomendaciones.

Finalmente, en base a los resultados obtenidos se formularon las principales conclusiones y recomendaciones del estudio.

El procedimiento seguido durante el desarrollo del estudio se ilustra en el organigrama de la figura 1.

### 3. Resultados

A continuación se presentan los principales resultados obtenidos, según tipo de pavimento.

#### 3.1. Pavimentos Asfálticos

La evaluación se realizó considerando un nivel de confiabilidad de 50 %. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 2. Se observa que el comportamiento real de las secciones estudiadas sigue la tendencia de la ecuación de diseño, aunque se aprecia una dispersión en relación a la línea de igualdad. Se debe considerar, sin embargo, que la mayoría de las secciones estudiadas presentan solicitaciones de tránsito de menos de siete millones de ejes equivalentes, es decir se encuentran dentro de los rangos de tránsito observados en el AASHO Road Test (hasta ocho millones de ejes equivalentes), lo que podría explicar el buen comportamiento observado.

Un estudio similar al presente recientemente realizado en Estados Unidos para el Strategic Highway Research Program (SHRP), concluyó que la ecuación de diseño AASHO para pavimentos flexibles no representa bien el comportamiento real de las secciones analizadas, encontrando que el estado actual de las secciones era, en la mayoría de los casos, inferior al teórico<sup>1</sup>.

Al diferenciar las secciones según el tipo de estructura, se obtienen los resultados que se muestran en la figura 3, observándose un comportamiento superior para las secciones con recapado.

Al diferenciar las secciones según su distribución geográfica, los resultados obtenidos (figura 4a) no muestran alguna diferencia importante entre los tramos estudiados. Se debe considerar que para el cálculo del número estructural de las secciones se consideraron los siguientes factores de drenaje:

Zona norte; regiones II, III y IV	:	1.4
Zona centro ; región Metropolitana	:	1.2
Zona sur ; regiones IX y X	:	1.0

Al final de este Resumen, en Tabla 1 y Figura 16, se ha incluido una lista y ubicación de las secciones estudiadas.

Al reevaluar la ecuación de diseño considerando un factor de drenaje 1.0 para todas las secciones en estudio se obtienen los resultados que se indican en la figura 4.b

Por otro lado, se reevaluó la ecuación de diseño considerando un nivel de serviciabilidad inicial de 4.2 (serviciabilidad inicial normalmente utilizada para el diseño de pavimentos asfálticos) para todas las secciones en estudio, en lugar de la serviciabilidad inicial estimada. Los resultados se muestran en la figura 5.

<sup>1</sup> «Evaluation of the AASHO Design Equations and Recommended Improvements», Strategic Highway Research Program, National Research Council, SHRP-P-394, Washington D.C., 1994.

Finalmente, se reevaluó la ecuación de diseño considerando distintos niveles de confiabilidad. Para ello se usó un nivel de serviciabilidad inicial de 4.2, ya que se consideró que el propósito de incluir un nivel de confiabilidad en la ecuación de diseño es justamente evitar que posibles diferencias con las consideraciones teóricas no signifiquen que el comportamiento real sea inferior al esperado. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 6.

### 3.2. Hormigón

La evaluación se realizó considerando un nivel de confiabilidad de 50 %. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 7. Se observa que el comportamiento real de las secciones estudiadas es, en general, superior al esperado teóricamente, lo que indicaría una tendencia de la ecuación de diseño a sobredimensionar los espesores de losa requeridos.

Al final de este Resumen, en Tabla 2 y Figura 17, se ha incluido una lista y ubicación de las secciones estudiadas.

Un estudio similar al presente recientemente realizado en Estados Unidos para el Strategic Highway Research Program (SHRP), concluyó que la ecuación de diseño AASHTO para pavimentos de hormigón representa bien el comportamiento real de las secciones analizadas, aunque se observa una dispersión importante en torno a la línea de igualdad <sup>2</sup>.

Al diferenciar las secciones según zonas geográficas (centro: regiones V y Metropolitana, centro-sur: regiones VI y VIII, sur: regiones IX y X), tipo de estructura (nuevos, recapados sobre asfalto, recapados sobre hormigón), nivel de tránsito y espesor, se obtienen los resultados que se muestran en las figuras 8 y 9.

Con el objeto de intentar analizar las posibles causas del sobredimensionamiento de los espesores de losa observados, se estudió el efecto del factor de transferencia de carga J utilizado para el estudio, el cuál fue estimado para cada sección de acuerdo a las recomendaciones de la guía de diseño AASHTO, tomando valores entre 3.6 y 4.2. Por otro lado, estudios recientes realizados con un Falling Weight Deflectometer en la ruta Santiago - San Antonio indicarían que la transferencia de carga varía entre 50 % y 90 % , como se ve en la figura 10. De acuerdo a la guía de la AASHTO, para dichos valores de transferencia de carga corresponde un valor de J entre 3.2 y 3.5. Si bien los resultados del estudio de transferencia de carga mencionado son muy preliminares, se decidió reevaluar la ecuación de diseño considerando estos nuevos valores para el coeficiente J (figura 11).

Por otro lado, se reevaluó la ecuación de diseño considerando un nivel de serviciabilidad inicial de 4.5 (condición inicial usualmente utilizada para el diseño de pavimentos de hormigón) en lugar de los valores de serviciabilidad inicial estimados. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 12.

Finalmente, se reevaluó la ecuación de diseño para distintos niveles de confiabilidad. Para ello se utilizó un valor de serviciabilidad de 4.5, obteniéndose los resultados que se muestran en la figura 13.

<sup>2</sup> «Evaluation of the AASHTO Design Equations and Recommended Improvements», Strategic Highway Research Program, National Research Council, SHRP-P-394, Washington D.C., 1994.

## 4. Conclusiones y Recomendaciones

A continuación se presentan las principales conclusiones del estudio de evaluación técnica de pavimentos existentes de acuerdo al método AASHTO 93.

### 4.1. Conclusiones Generales

La realización del trabajo permitió obtener algunas conclusiones generales acerca de la metodología utilizada para el presente estudio y su aplicabilidad para futuros trabajos de evaluación similares al presente. Al respecto, cabe destacar:

- La información de volúmenes de tránsito, obtenida de los censos que realiza la Dirección de Vialidad, parece confiable, en especial para caminos de importancia (ruta 5, ruta 78, ruta 68, etc.), ya que dichos censos son el trabajo más antiguo, grande y sistemático al respecto disponible en nuestro país. Por otro lado, en relación a la información disponible de pesos por eje, si bien existen variadas fuentes, hay que ser cuidadoso al seleccionar una determinada estratigrafía, ya que en ocasiones estratigrafías para un mismo sector obtenidas de diferentes estudios difieren notablemente. En ese sentido, las estratigrafías de pesos por eje obtenidas del estudio de las plazas fijas de pesaje de la Dirección de Vialidad representan un importante avance.
- Con relación a los datos de estructuración de las secciones, la información del convenio de seguimiento de pavimentos del Ministerio de Obras Públicas es la más confiable y accesible; sin embargo obtener información de otras secciones es largo y engorroso. Para la realización de seguimientos serios y sistemáticos de pavimentos es necesario disponer de una base de datos ordenada y accesible, lo que debería ser motivo de un trabajo futuro. En ese contexto, sería de gran utilidad el uso de equipos para realizar ensayos no destructivos, como el Falling Weight Deflectometer.
- Con relación a los antecedentes de rugosidad, la información necesaria se obtuvo de mediciones realizadas por el Laboratorio Nacional de Vialidad con el perfilómetro óptico. Las mediciones de rugosidad (IRI) se obtienen de manera rápida y confiable con los equipos disponibles en nuestro país. Dado que el Laboratorio Nacional de Vialidad realiza estas mediciones periódicamente en la principales vías de la red nacional (ruta 5, ruta 78, ruta 68) es factible hacer un seguimiento a la evolución de la rugosidad (y, a través de la relación p-IRI estudiada, obtener el valor del índice de serviciabilidad tal como está definido en el método AASHTO) de dicha red.

### 4.2. Pavimentos Asfálticos

Con respecto a la evaluación técnica de las secciones de pavimentos asfálticos de acuerdo al método AASHTO, el estudio realizado permitió obtener los siguientes resultados:

- Si bien el presente estudio no pretende ser concluyente con respecto a la aplicabilidad en nuestro país del método de diseño AASHTO 93, se puede indicar como resultado general que la ecuación de diseño AASHTO para pavimentos flexibles es una buena herramienta para estimar la pérdida de serviciabilidad real de las secciones de pavimento en estudio (figura 2).
- En relación a la distribución geográfica de las secciones seleccionadas, si bien el estudio realizado no es suficiente para sacar conclusiones definitivas, no se detecta alguna diferencia importante entre los tramos estudiados, tal como se ve en las figuras 4a y 4 b. Por otro lado, al reevaluar la

ecuación de diseño considerando un factor de drenaje 1.0 para todas las secciones en estudio se aprecia un sobredimensionamiento importante en la zona norte (figuras 4a y 4b). Este resultado indica la importancia del uso del factor de drenaje, en especial para las secciones de la zona norte.

- Con respecto a los distintos tipos de estructuración considerados para el presente estudio (construcciones nuevas de asfalto, recapados sobre asfalto y recapados sobre hormigón) los resultados obtenidos mostrarían un comportamiento mejor para las secciones con recapado que para las secciones nuevas, especialmente para los recapados de asfalto sobre asfalto (figura 3). Este comportamiento superior de los recapados podría explicarse por el hecho que normalmente se considera como aportante sólo el espesor mínimo de la capa nivelante, y no se pondera el espesor medio que se requiere para mejorar la geometría de la sección. Hay que considerar también que en el caso de recapados sobre hormigón la relación  $p$ -IRI utilizada entrega valores más altos para la serviciabilidad. Por otro lado, si bien los resultados muestran que el método AASHTO es plenamente aplicable a los distintos tipos de pavimentos asfálticos que se construyen en nuestro país, se observa que dos de las secciones para las cuáles la ecuación de diseño indica valores del índice  $p$  mayores que los medidos (Planta de Filtros - Antofagasta y San Pablo - Osorno), éstas corresponden a pavimentos contruídos con mezclas asfálticas en frío, por lo que se recomienda evitar su uso; de todas formas se requiere de un estudio específico más completo para sacar conclusiones al respecto.
- Con respecto a la capacidad de soporte de la subrasante, las relaciones CBR-Módulo Resiliente utilizadas en este estudio, obtenidas del Manual de Carreteras, entregan valores "razonables", es decir, al aplicar estas relaciones para el diseño de pavimentos asfálticos de acuerdo al método AASHTO se observa que el comportamiento real de las secciones se ajusta al comportamiento teórico. Esto indicaría que el uso de estas relaciones es adecuado para las condiciones de nuestro país.

#### 4.3. Pavimentos de Hormigón

Los resultados del presente estudio permiten adelantar algunas conclusiones que muestran ciertas tendencias relacionadas con la aplicación del método de diseño AASHTO para pavimentos rígidos, tal como se utiliza en nuestro país. Al respecto cabe mencionar:

- La evaluación técnica de las secciones de acuerdo al método AASHTO, indicaría que la ecuación de diseño AASHTO para pavimentos de hormigón sobre-estima el deterioro que sufren las losas (figura 7).
- Una de las razones que explicarían el mayor deterioro que resulta al aplicar la ecuación de diseño es el valor del factor de transferencia de carga  $J$  utilizado. Al reevaluar las secciones con valores para el coeficiente de transferencia de carga  $J$  de 3.2 a 3.5 se observa que el comportamiento real de las secciones se ajusta al comportamiento teórico (figura 11).
- Al comparar los valores medidos con los teóricos no se detecta alguna diferencia importante con respecto a la ubicación geográfica de las secciones, ni si se trata de pavimentos nuevos o de rehabilitación de pavimento de hormigón sobre pavimento asfáltico o de hormigón (figura 8).
- Para el caso de niveles de tránsito y espesores altos, el índice de serviciabilidad observado es mayor que el teórico calculado según el método (figura 9).

#### 4.4. Parámetros que Intervienen en el Método

A continuación se indican los resultados obtenidos en relación a algunos de los parámetros que intervienen en el método, tanto para asfalto como para hormigón (nivel de tránsito, serviciabilidad inicial y nivel de confiabilidad).

##### Tránsito Solicitante

No se encontraron diferencias significativas en el comportamiento de las secciones estudiadas al utilizar los factores de equivalencia de carga de la AASHTO y los factores de equivalencia que aparecen en la revisión del Volumen 3 del Manual de Carreteras, ya que la sollicitación total de ejes equivalentes para las secciones fue similar en ambos casos (figura 14). Este resultado indicaría que la práctica habitual en nuestro país de usar los factores de equivalencia del Manual de Carreteras es adecuada para nuestras condiciones, más aún considerando que las sollicitaciones de tránsito calculadas según el Manual de Carreteras son algo mayores que las calculadas de acuerdo a la AASHTO, por lo que su uso para diseñar es conservador. En la figura 15 se observa la nueva evaluación considerando los factores de equivalencia propuestos en el Manual de Carreteras.

##### Serviciabilidad Inicial

Un resultado significativo es la ratificación de la importancia de la rugosidad inicial (índice de serviciabilidad inicial) en la habilidad de la ecuación de diseño AASHTO para estimar la pérdida de serviciabilidad real de las secciones de pavimento en estudio. Según lo visto, en el estudio, en el caso de pavimentos asfálticos, cuando la condición de serviciabilidad inicial usualmente aceptada y utilizada ( $p_i = 4.2$ ) no se cumple, el comportamiento real de las secciones es inferior al predicho por el método AASHTO (figura 5).

Para el caso de pavimentos de hormigón, la condición de serviciabilidad inicial usualmente utilizada para diseño ( $p_i = 4.5$ ) rara vez se cumple. Al reevaluar la ecuación considerando  $p_i = 4.5$  para todas las secciones en estudio, se observa que el comportamiento real de las secciones sigue la tendencia de la ecuación de diseño (figura 12).

##### Nivel de Confiabilidad

Los resultados obtenidos indicarían que el uso del factor de seguridad asociado es una herramienta eficaz para evitar que el comportamiento teórico sea inferior al real, cuando las consideraciones teóricas (especialmente serviciabilidad inicial y calidad de construcción) no se cumplan en la realidad. Por otro lado, de acuerdo a los resultados del estudio (figuras 6 y 13), un nivel de confiabilidad entre 70% y 80% en el caso de pavimentos asfálticos, y entre 60 % y 70 % para el caso de pavimentos de hormigón parece ser el óptimo en nuestro país para absorber diferencias entre las condiciones teóricas y las reales (en especial las relativas a serviciabilidad inicial y calidad de construcción). Sin embargo, los resultados muestran también que en aquellos casos en que no hay problemas de ese tipo el uso de un nivel de confiabilidad en ese rango en la ecuación de diseño daría como resultado un sobredimensionamiento importante.

Figura 1  
Esquema de desarrollo del estudio

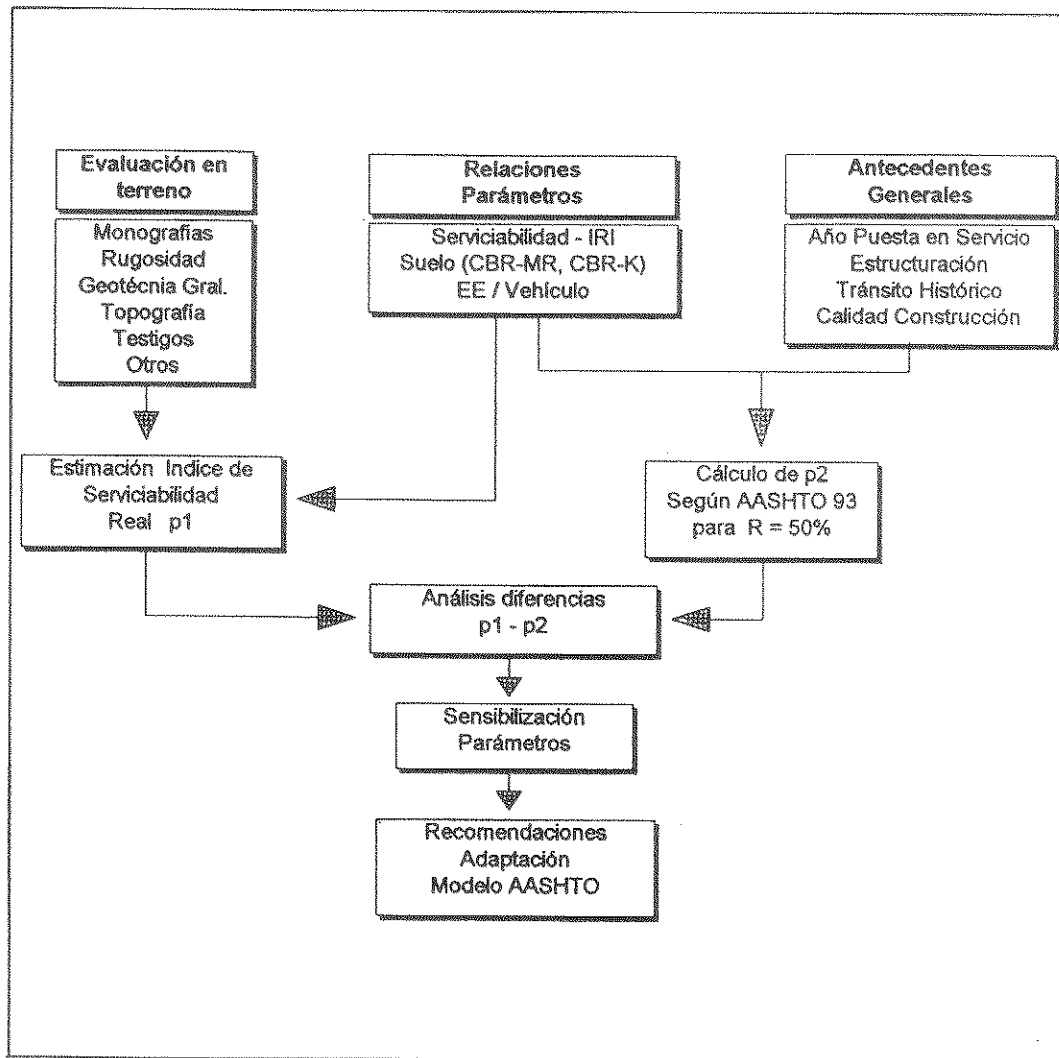




Figura 2  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real. Pavimentos asfálticos.

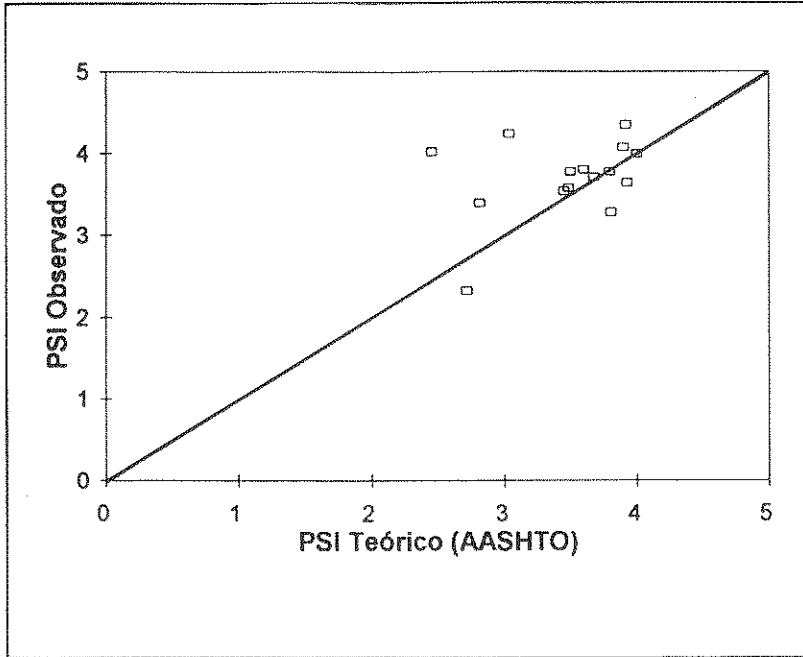


Figura 3  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real, por tipo de estructura.

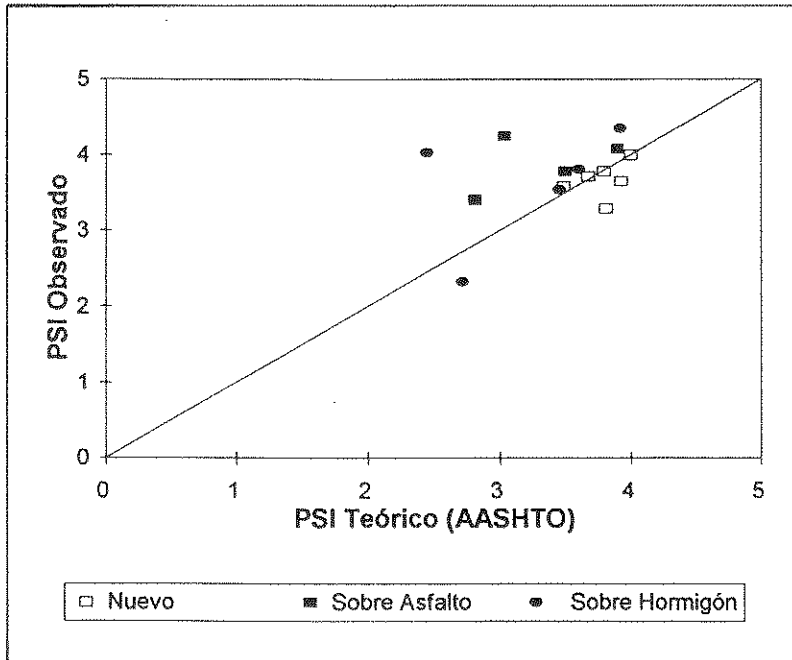


Figura 4 a  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según AASHTO y el índice real de acuerdo a zonas geográficas.

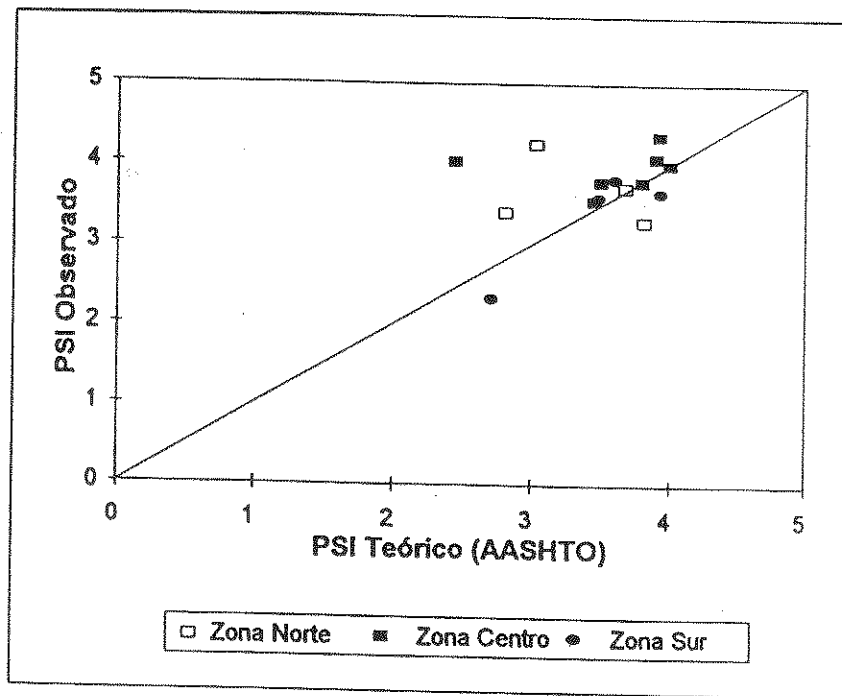
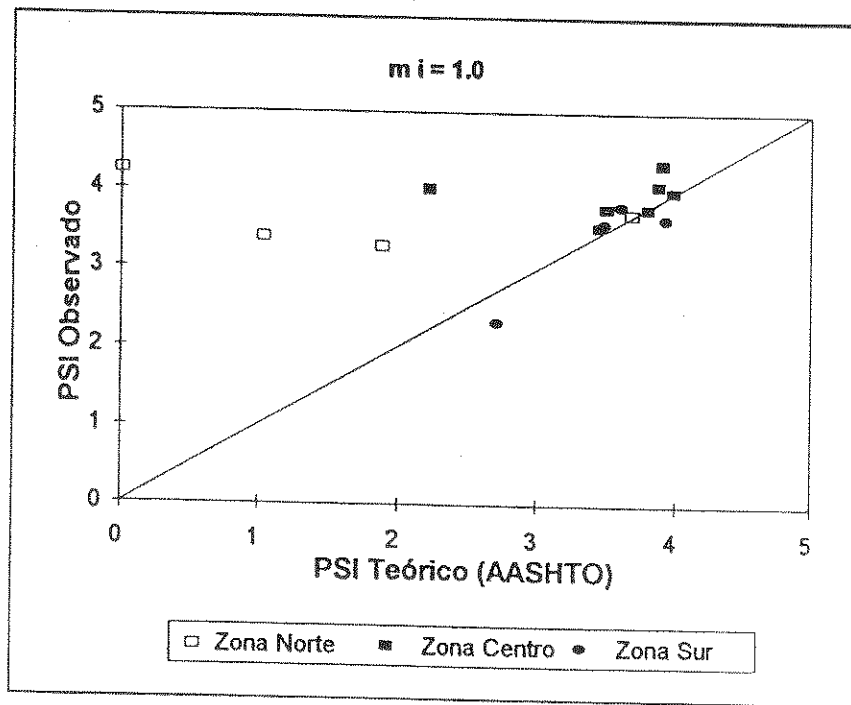


Figura 4b





...  
...  
...

**Figura 5**  
**Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según AASHTO y el índice real. Pavimentos Asfálticos.**  
 **$p_i = 4.2$**

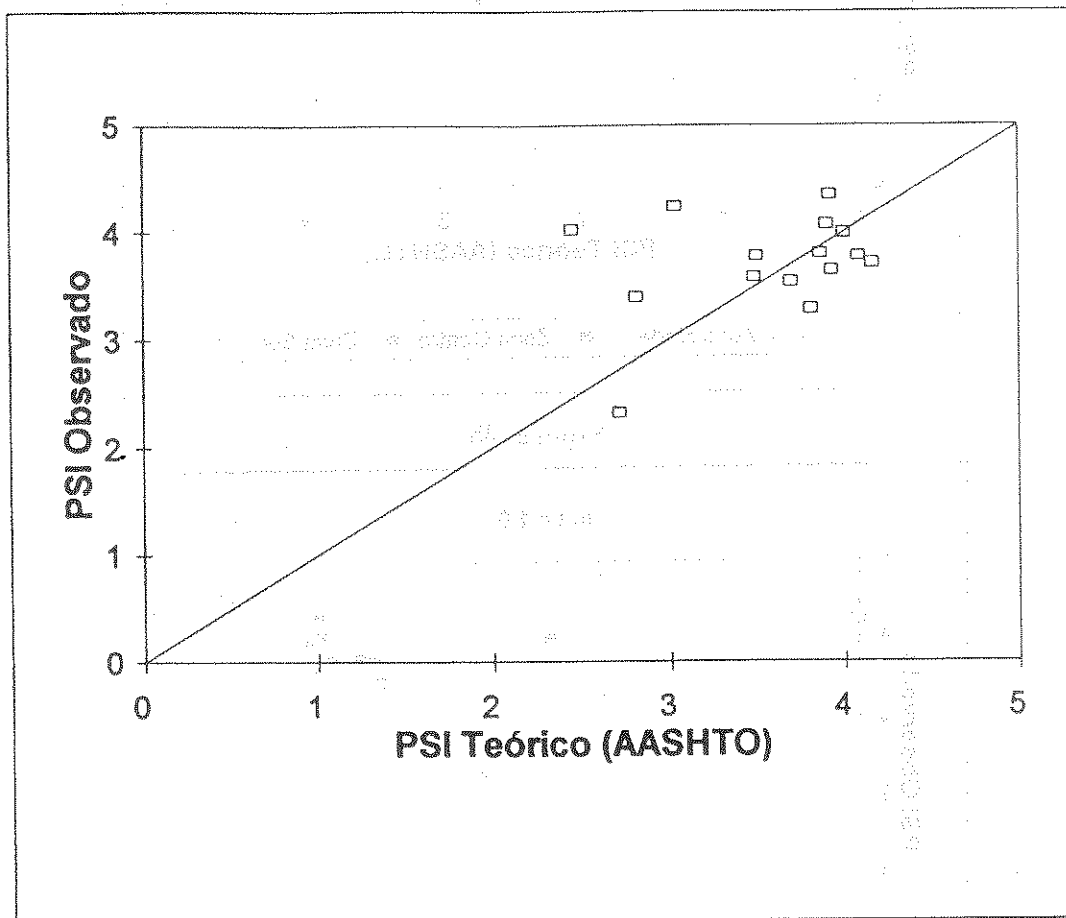


Figura 6  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real, para distintos niveles de confiabilidad.  
Pavimentos Asfálticos.

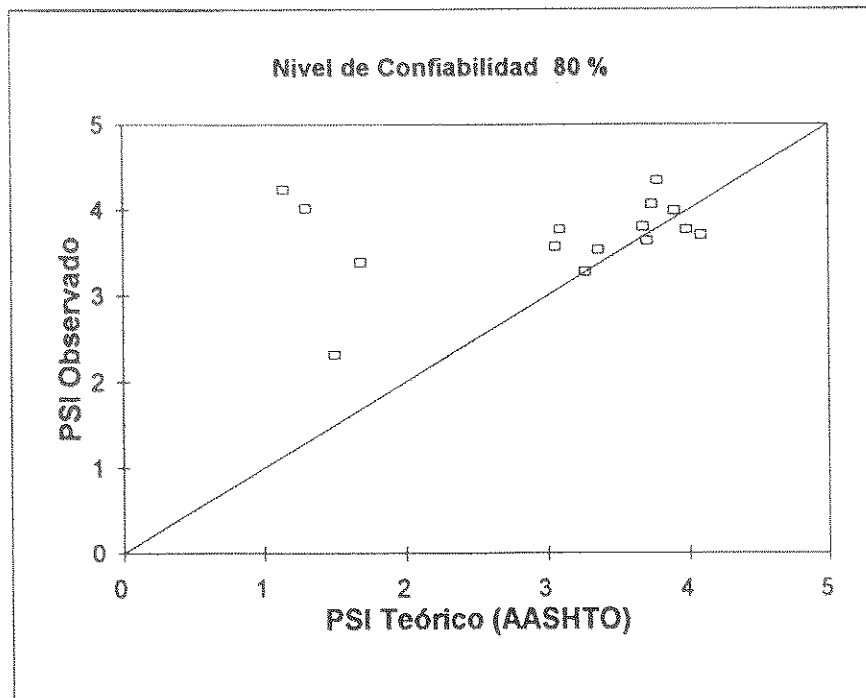
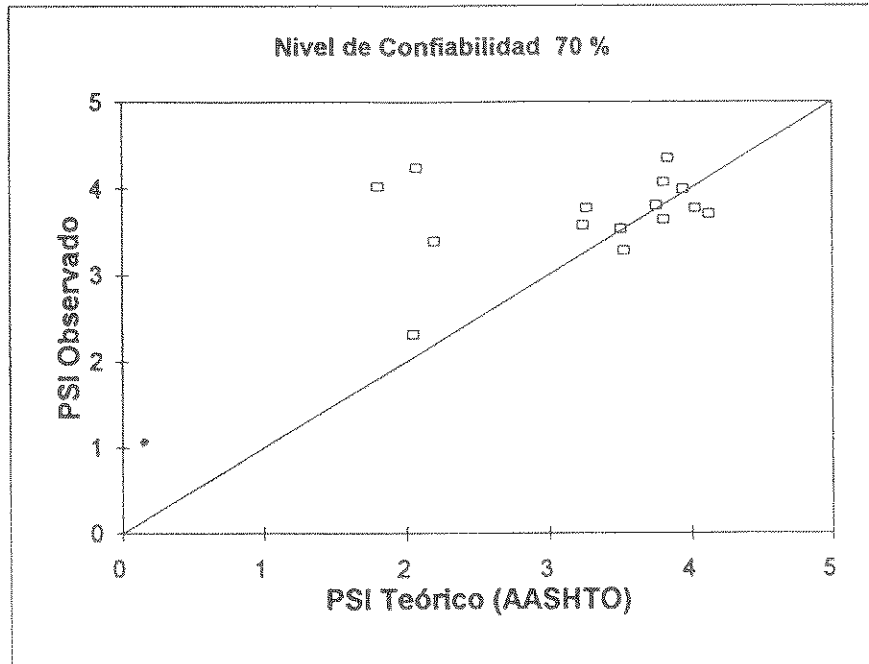


Figura 7  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real. Pavimentos de hormigón.

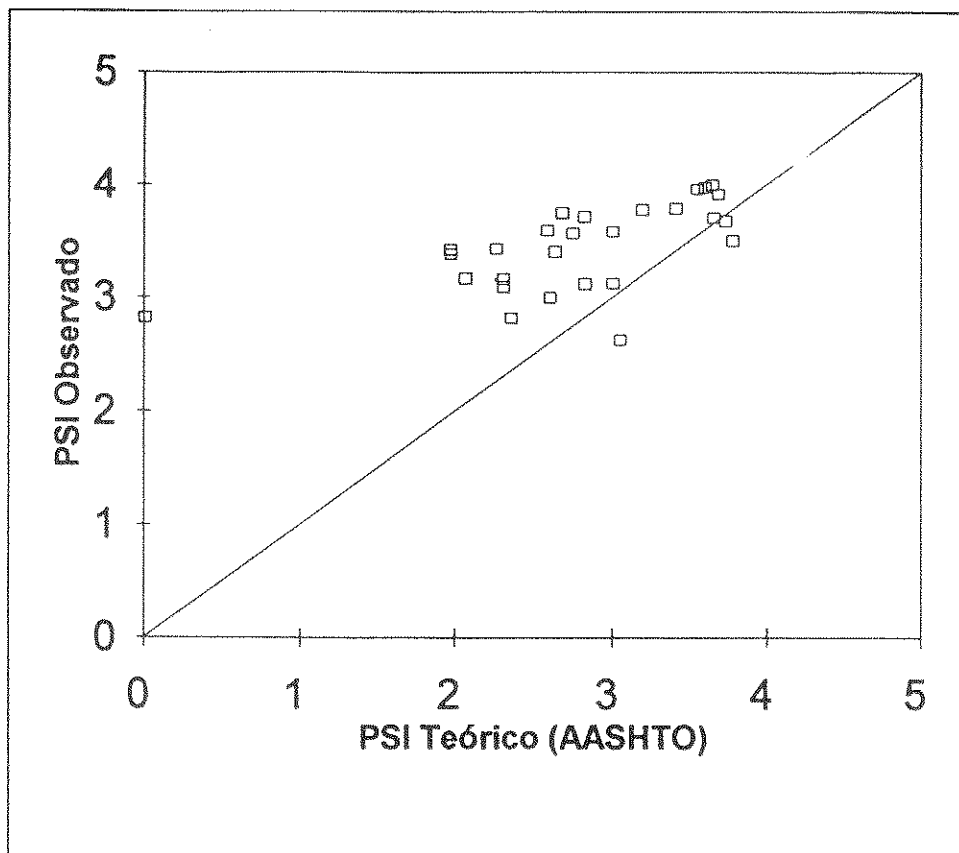


Figura 8  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según AASHTO y el índice real, según ubicación geográfica y tipo de estructura.

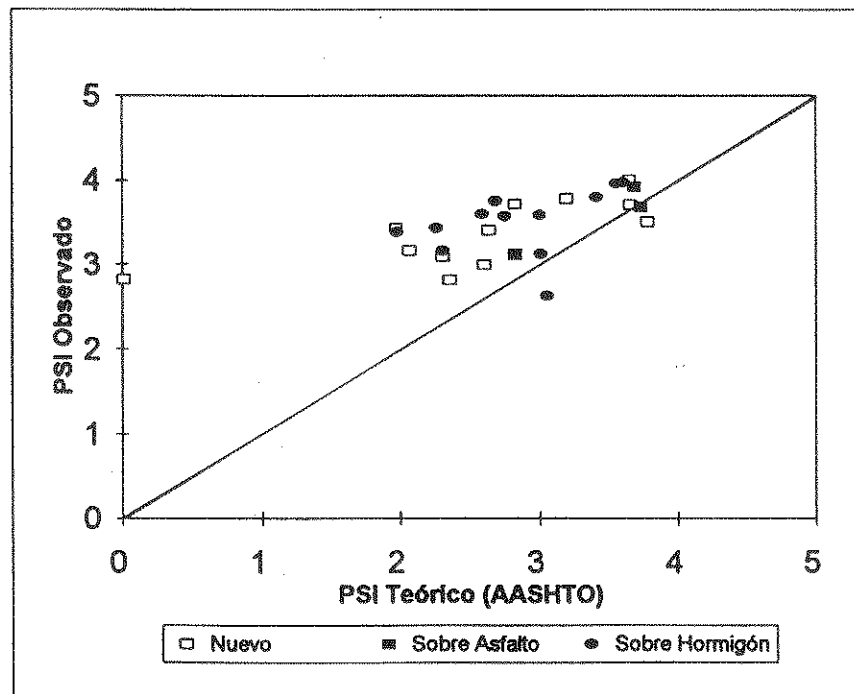
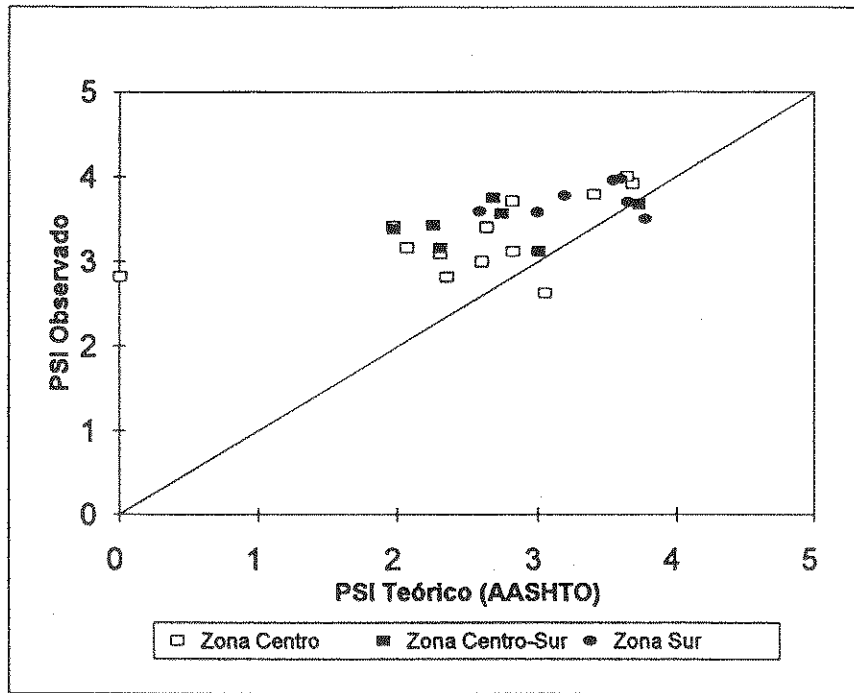


Figura 9  
 Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
 AASHTO y el índice real, según espesor de losa y  
 tránsito solicitante.

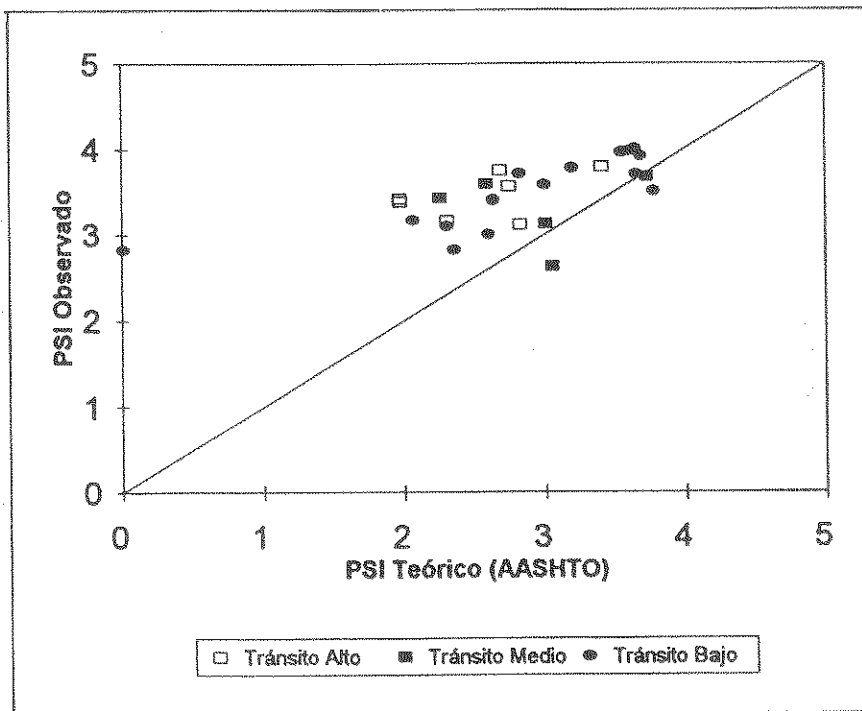
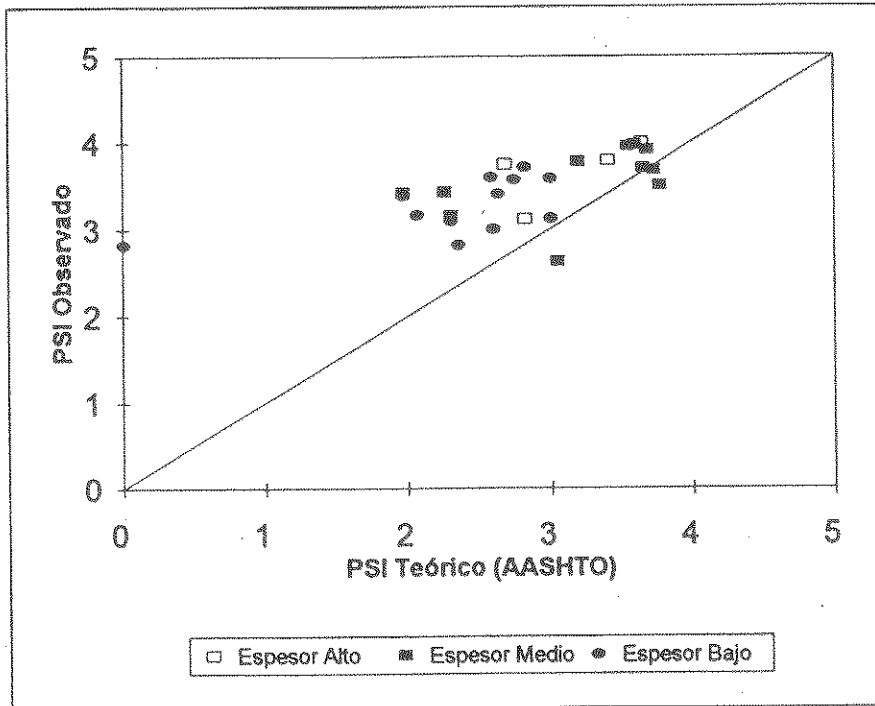


Figura 10  
Transferencia de carga Promedio  
Autopista Santiago - San Antonio

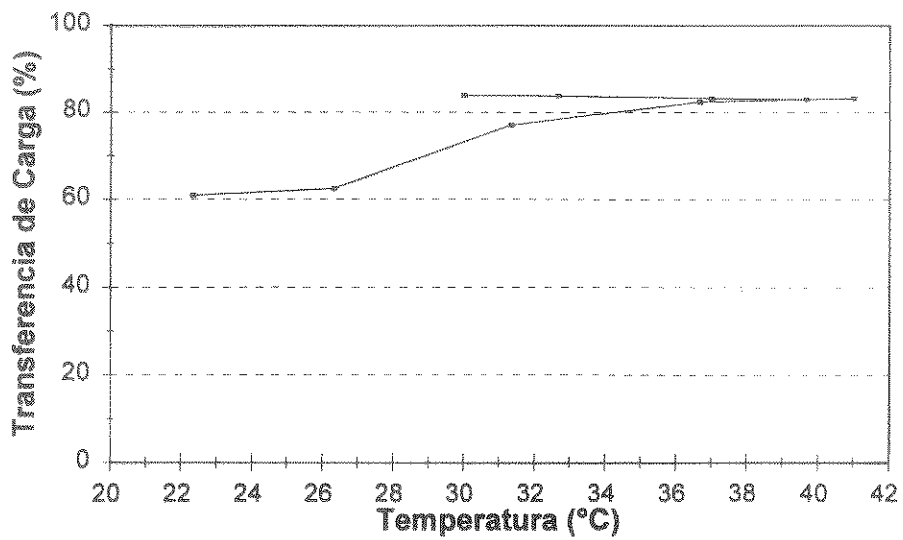
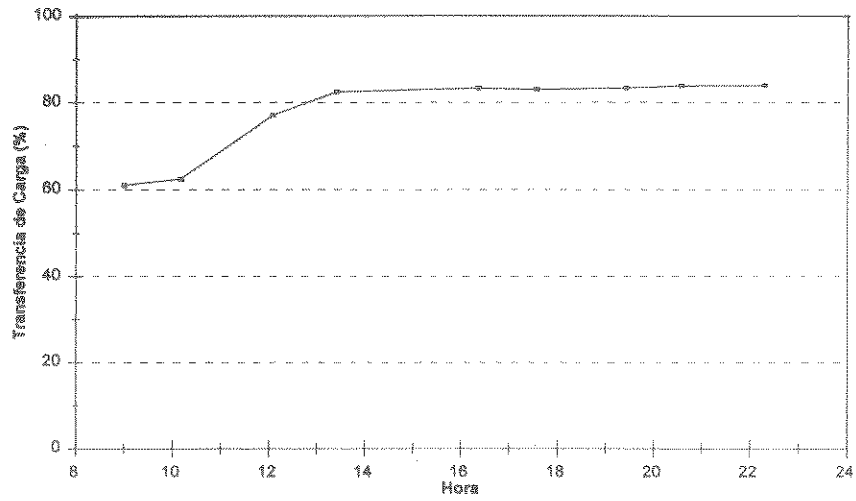


Figura 11  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real, para distintos valores del coeficiente J.

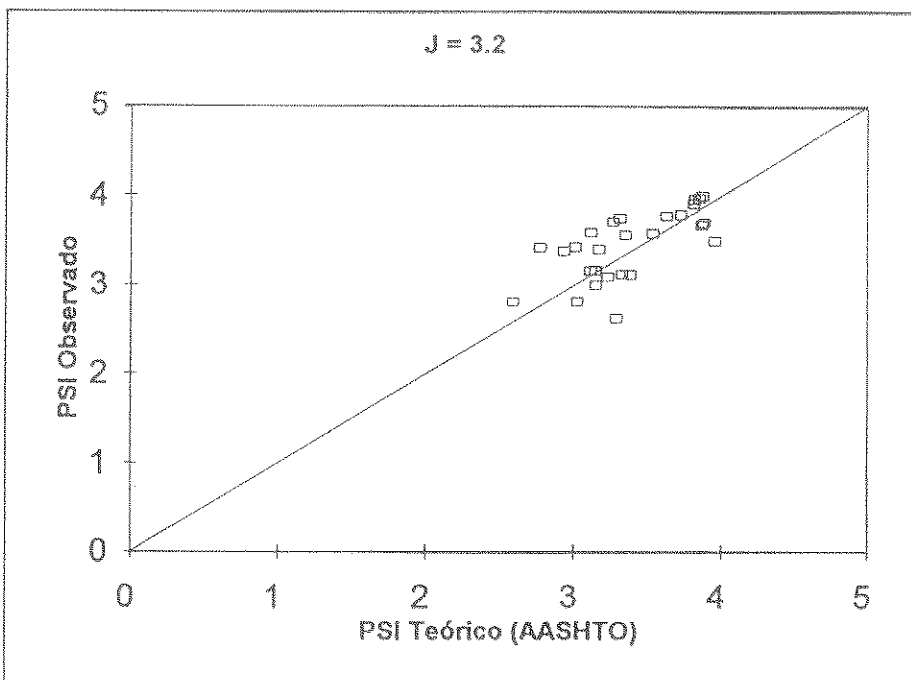
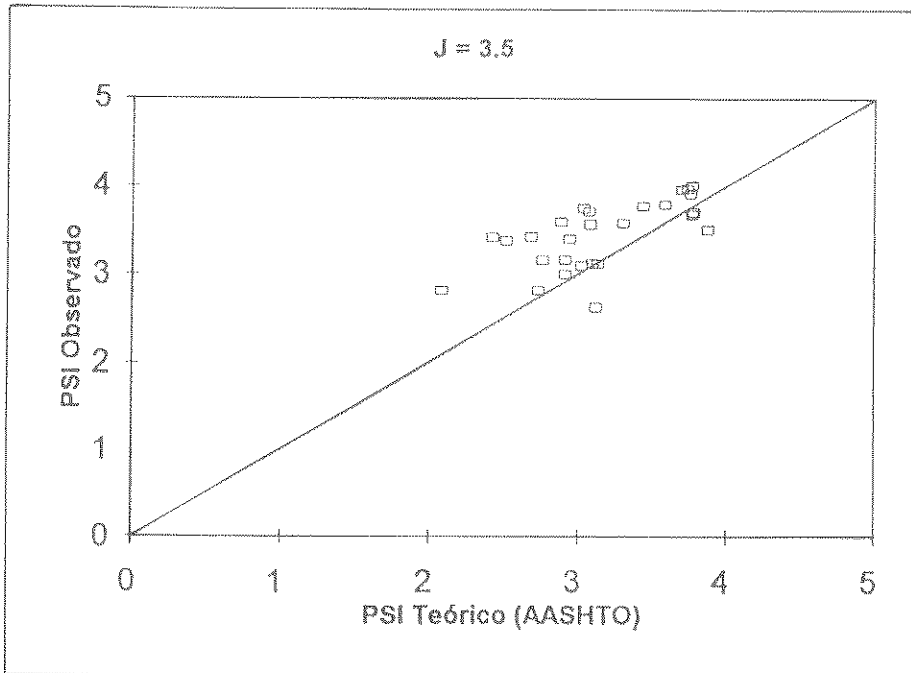


Figura 12  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real. Pavimentos de Hormigón.  
 $pI = 4.5$

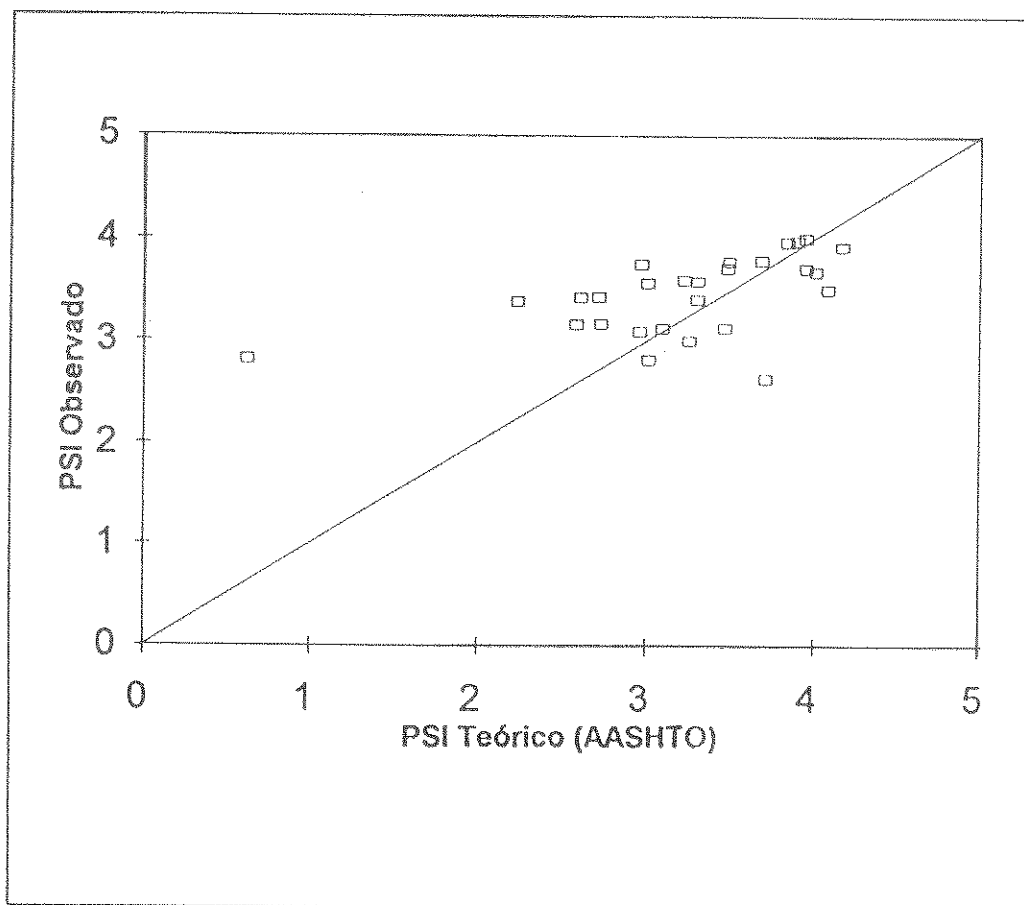




Figura 13  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real, para distintos niveles de confiabilidad.  
Pavimentos de Hormigón.

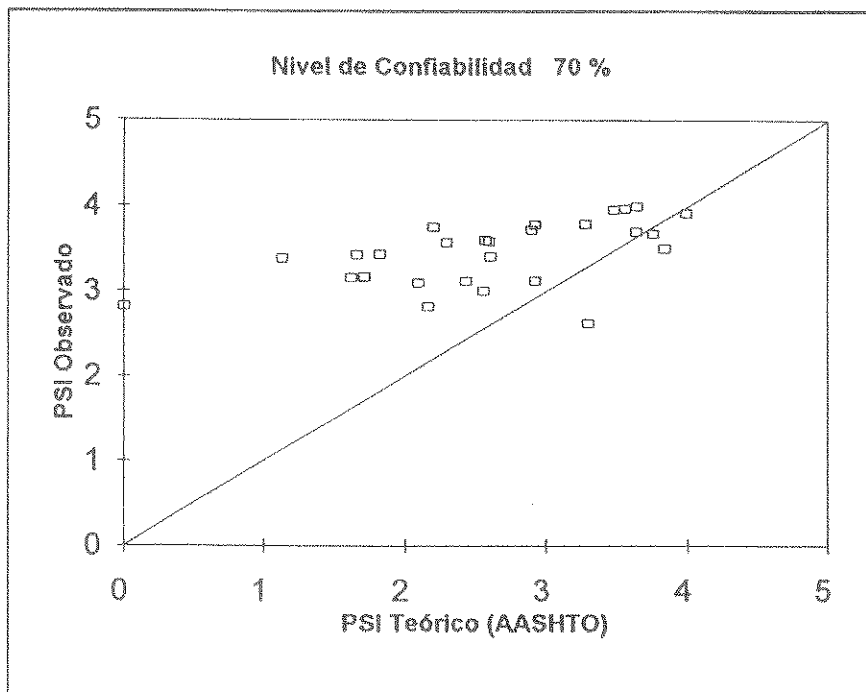
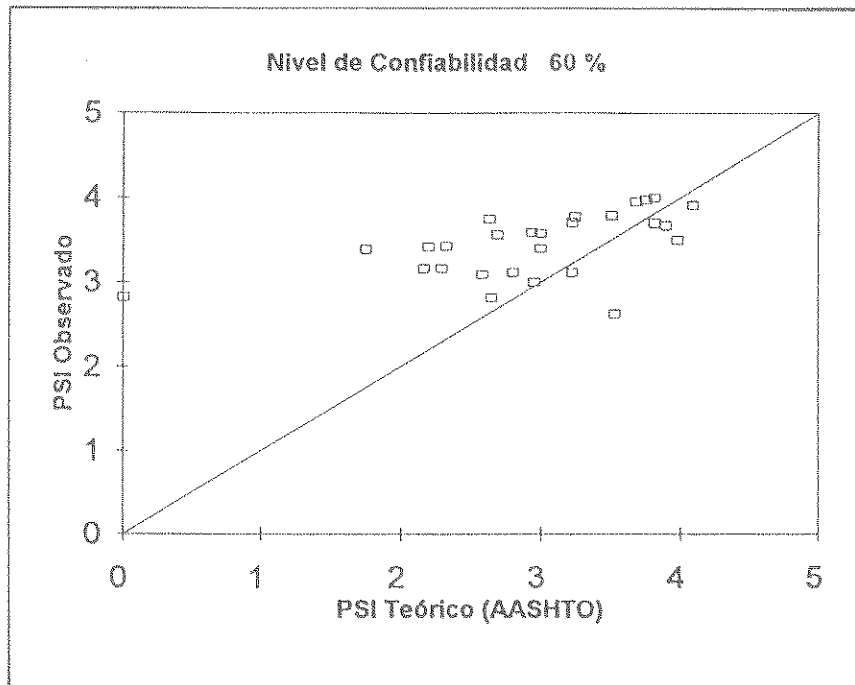




Figura 14  
Comparación entre el tránsito solicitante calculado  
con factores de equivalencia AASHTO y del Manual de Carreteras.

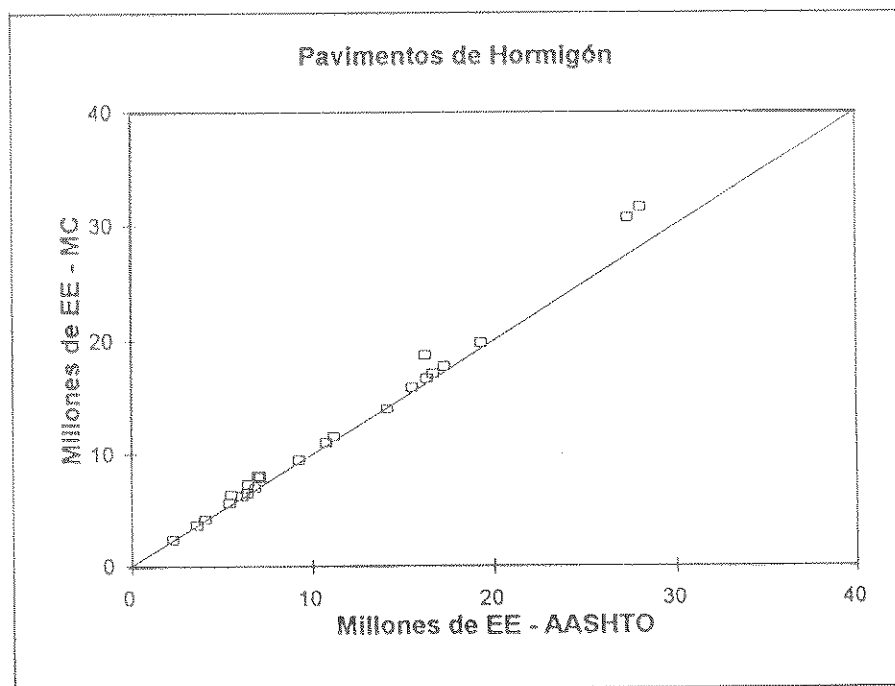
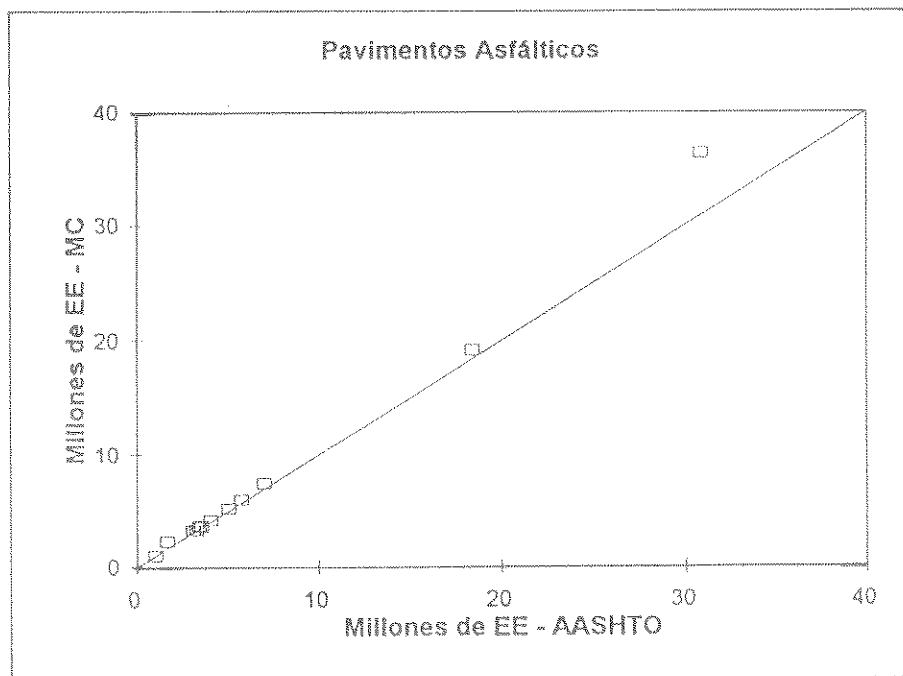
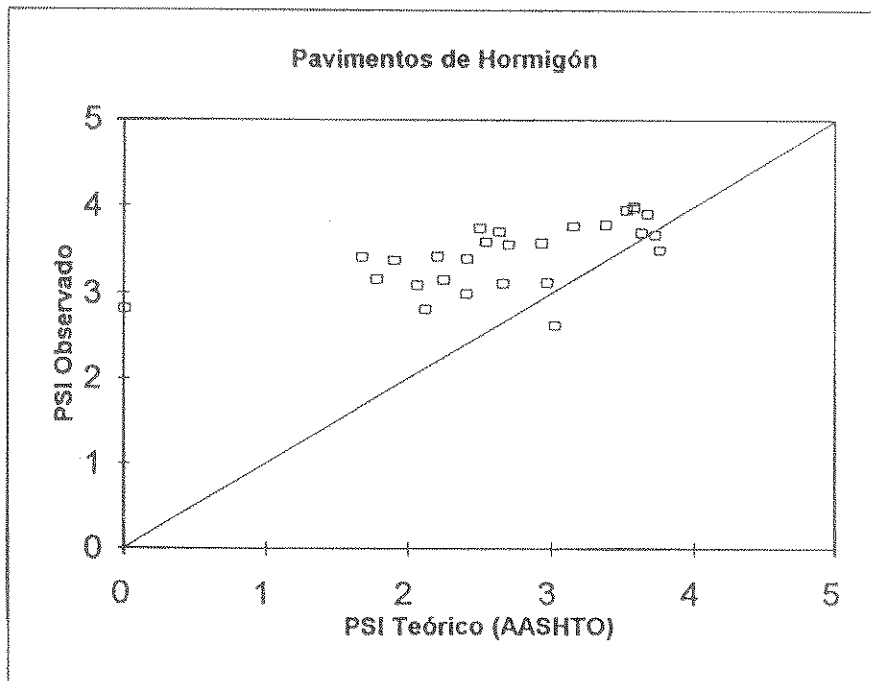
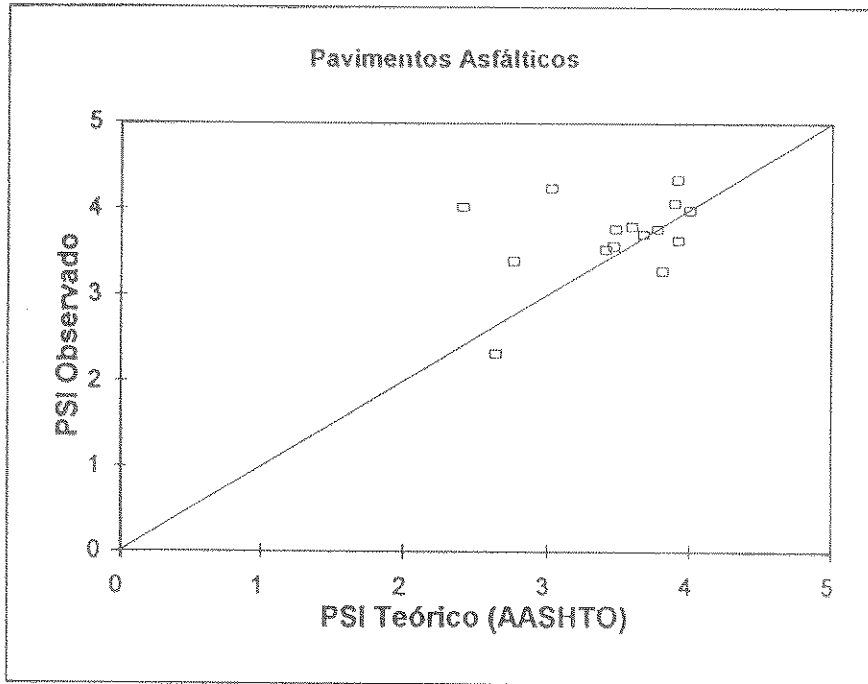




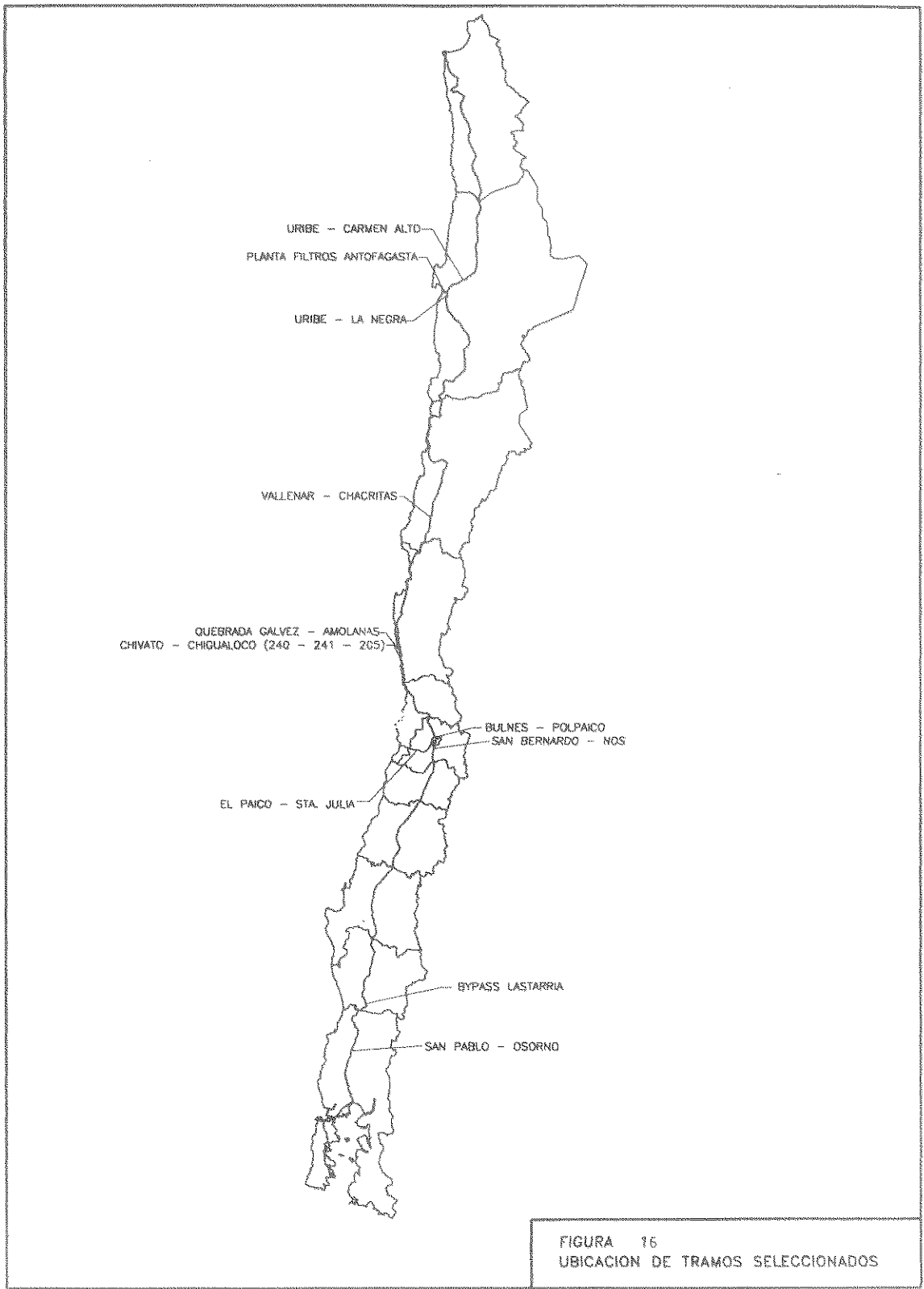
Figura 15  
Comparación entre el índice de serviciabilidad teórico según  
AASHTO y el índice real. Factores de equivalencia de acuerdo  
al Manual de Carreteras.



**Tabla N° 1**  
**Características de los Tramos Seleccionados**  
**Pavimentos de Asfalto**

Tramo	Rol	Ubicación Ki - Kf	Pista	Año P. S.	Tipo
Uribe - Carmen Alto	62A 005	1412.30 - 1414.30	1, 2	1985	S/A
Uribe - La Negra	62A 005	1360.00 - 1365.00	1, 2	1989	N
Planta Filtros - Antofagasta	62A 026	5.30 - 7.30	1, 2	1983	N
Vallenar - Chacritas	63A 005	672.09 - 674.09	1, 2	1983	S/A
Quebrada Gálvez - Amolanas	64A 005	298.15 - 300.15	1, 2	1984	S/A
Chivato - Chigualoco 241	64A 005	241.48 - 243.48	1, 2	1984	N
Chivato - Chigualoco 240	64A 005	240.20 - 241.48	1, 2	1984	S/A
Chivato - Chigualoco 205	64A 005	204.62 - 206.62	1, 2	1984	S/H
Bulnes - Polpaico	73A 0N5	8.33 - 10.33	1, 3	1985	S/H
San Bernardo - Nos	73A 0S5	23.00 - 25.00	2, 4	1986	S/H
El Paico - Paso Sup. Santa Julia	73A 078	39.83 - 55.34	1, 3	1990	N
By Pass Lastarria	69A 005	735.00 - 737.00	1, 2	1985	N
By Pass Lastarria	69A 005	742.64 - 744.64	1, 2	1985	N
San Pablo - Osorno	70A 005	909.04 - 911.04	1, 2	1981	S/H
San Pablo - Osorno	70A 005	916.00 - 918.00	1, 2	1992	S/H

Observaciones:    S/A    Recapado sobre asfalto  
                           S/H    Recapado sobre hormigón  
                           N     Construcción de asfalto



**Tabla N° 2**  
**Características de los Tramos Seleccionados**  
**Pavimentos de Hormigón**

Tramo	Rol	Ubicación Ki - Kf	Pista	Año P. S.	Tipo
1 Longotoma	64A 005	140.00 - 161.70	1, 2	1983	S/A
2 Las Chilcas	65A 005	73.23 - 78.33	3, 4	1981	S/H
3 Lampa	73A 0N5	18.00 - 19.00	1, 3	1984	S/H
4 Lo Vásquez	65A 068	83.48 - 89.48	1, 3	1985	N
5 Talagante	73A 078	28.00 - 50.30	1, 3	1975	N
6 Paine	73A 0S5	52.00 - 53.00	2, 4	1983	S/A
7 Graneros	66A 005	58.66 - 73.26	2, 4	1983	S/H
8 San Fernando	66A 005	138.49 - 145.60	1, 3	1983	S/H
10 Cocharcas	68A 005	388.63 - 391.93	1, 2	1982	S/H
11 Concepción	68A 050	69.40 - 73.80	2, 4	1984	S/A
12 Cabrero	68A 005	449.26 - 454.96	1, 2	1984	S/H
13 Laja	68A 005	474.40 - 480.00	1, 2	1982	S/H
14 Cuesta Esperanza	68A 005	559.00 - 564.00	1, 2	1979	S/H
15 Victoria	69A 005	610.00 - 612.00	1, 2	1984	S/H
16 Temuco	69A 005	663.00 - 665.00	1, 2	1981	S/H
17 Gorbea	69A 005	715.00 - 727.00	1, 2	1983	N
18 Loncoche	69A 005	744.96 - 747.06	1, 2	1984	N
19 Mariquina	70A 005	787.80 - 799.70	1, 2	1983	S/H
20 Máfil	70A 005	787.80 - 799.70	1, 2	1983	N
21 Río Bueno	70A 005	876.00 - 882.00	1, 2	1983	S/H



Tramo	Rol	Ubicación Ki - Kf	Pista	Año P. S.	Tipo
22 Santa Adriana - El Paico	73A 078	48.68 - 47.58	2, 4	1970	N
23 Santa Adriana - El Paico	73A 078	47.58 - 45.44	2, 4	1970	N
24 Santa Adriana - El Paico	73A 078	45.44 - 44.76	2, 4	1970	N
25 Santa Adriana - Talagante	73A 078	44.45 - 42.44	2, 4	1973	N
26 Santa Adriana - Talagante	73A 078	42.44 - 39.93	2, 4	1973	N
27 Talagante - El Paico	73A 078	44.60 - 49.94	1, 3	1977	N
28 Talagante - El Paico	73A 078	49.94 - 52.73	1, 3	1977	N

Observaciones: S/A Recapado sobre asfalto  
S/H Recapado sobre hormigón  
N Construcción nueva de hormigón

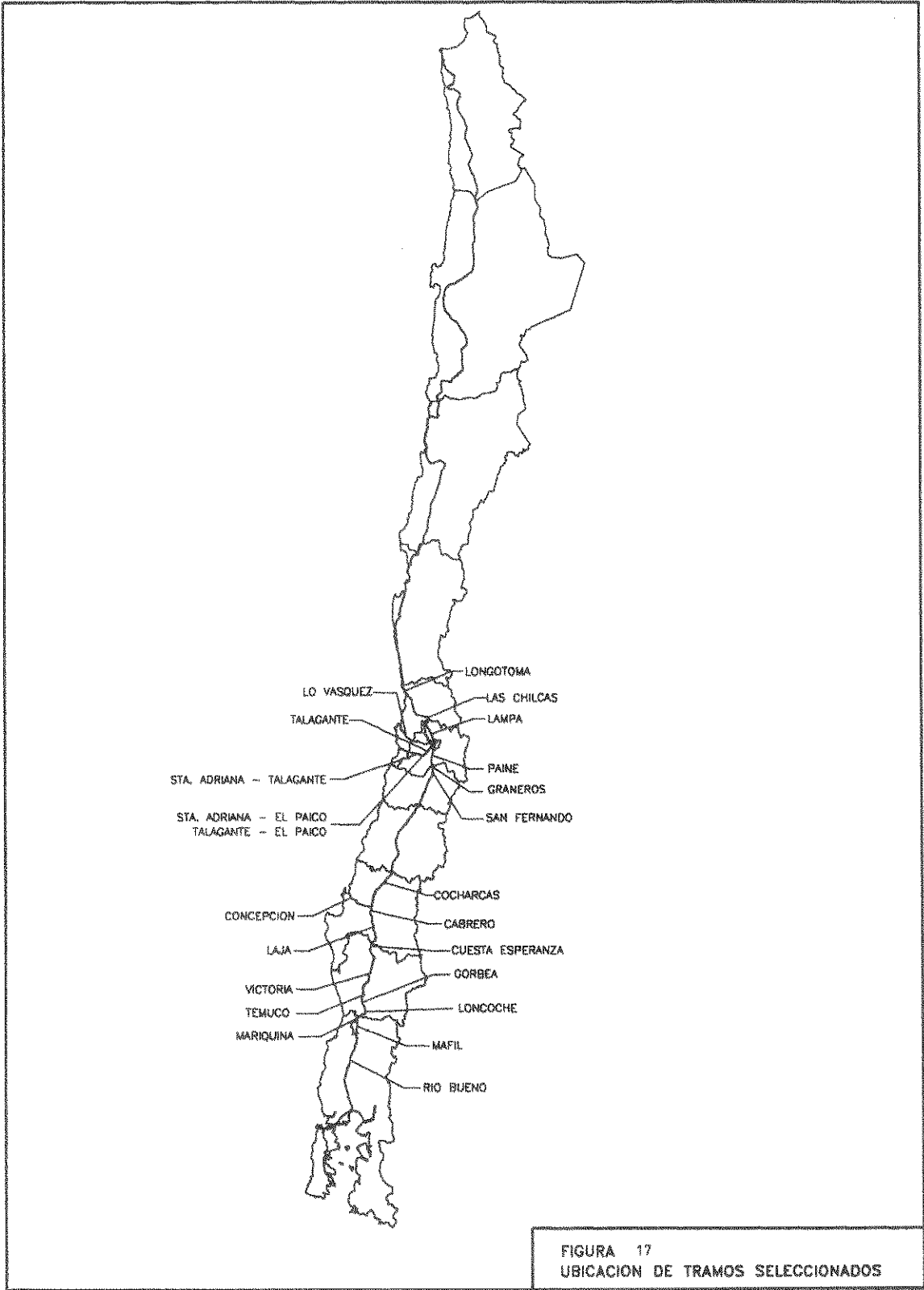


FIGURA 17  
UBICACION DE TRAMOS SELECCIONADOS



# FE DE ERRATAS

Página	Línea	Dice	Debe decir
8	-14	$\Delta P_{SI}$	$\Delta PSI$
20	-10	S	$\sigma$
A 6	+3	ó	$\sigma$
A 7	+5	ó	$\sigma$
A 9	+17	32	3.2
A 10	-5	Sc/ó	Sc/ $\sigma$
A 13	+19	(16)	(14)
A 18	+2	á	$\alpha$
A 19	+14	$\Delta Th$	$\Delta T$
A 25	+9	32	3.2
A 25	+10	35	3.5
A 25	+11	40	4.0
A 34	+14	á	$\alpha$
B 7	-9	$+\frac{d_{24}}{d_0}$	$+2\frac{d_{24}}{d_0}$
B 9	-11	$+\frac{d_{24}}{d_0}$	$+2\frac{d_{24}}{d_0}$
B 11	-5	7.14	10
B 12	+5	$E_s$ (psi)	$E_s$ (psi)
B 12	+22	Distractivos	Destructivos
B 13	-10	no sólo	sólo
D 32	+7	$K_{eq}$	$k_{eq}$
D 35	+10	K	k

