



---

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**T E S I S**

**DESARROLLO DE UN PROCEDIMIENTO PARA LA  
DEFINICIÓN DE FACTORES DE CARGA PARA PUENTES  
EN MÉXICO**

**PRESENTADA POR:**

**ROLANDO SALGADO ESTRADA**

**PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
(ESTRUCTURAS)**

**DIRIGIDA POR:**

**DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

*Este trabajo no hubiera sido posible sin el apoyo incondicional que me brindaron mis padres, los cuales confiaron en mí en todo momento.*

# ÍNDICE

	<b>Pág.</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>2. MODELOS DE CARGA VIVA ADOPTADOS EN MÉXICO</b>	3
2.1 Antecedentes	3
2.1.1 Evolución del equipo automotor	3
2.2 Normas para diseño de puentes adoptados en México	4
2.2.1 Especificaciones AASHTO 1996	4
2.2.1.1 Combinaciones de carga	5
2.2.2 Especificaciones AASHTO LRFD 1994	7
2.2.2.1 Estados límites de diseño	7
2.2.2.1.1 Combinaciones y factores de carga	9
2.2.2.1.2 Estado límite de servicio	11
2.2.2.1.3 Fatiga y estado límite de fractura	11
2.2.2.1.4 Estado límite de resistencia	12
2.2.2.1.5 Estado límite de eventos extremos	12
2.3 Diferencias principales entre las nuevas especificaciones LRFD (1994) y las especificaciones AASHTO convencionales (1996).	13
2.4 Resumen de los modelos de carga viva usados en otros países.	13
2.4.1 Finlandia	14
2.4.2 Italia	14
2.4.3 Japón	16
2.4.4 Reino Unido	16
2.4.4.1 Combinaciones de carga	17
2.4.4.2 Modelo de carga viva	18
2.4.4.3 Factores de carga	19
2.5 Pesos y dimensiones máximas permitidas en México	19
2.5.1 Control de pesos de camiones en México	23
<b>3. BASES PROBABILÍSTICAS DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL</b>	24
3.1 Establecimiento del problema	24
3.2 Medidas de seguridad en el diseño de estructuras	25
3.2.1 Diseño por esfuerzos permisibles o por esfuerzos de trabajo	25

3.2.2	Diseño por resistencia	26
3.2.3	Diseño de estados límites basados en la probabilidad	26
3.3	Bases de confiabilidad estructural	26
3.4	Método de segundos momentos	29
3.4.1	Generalización del problema	31
3.4.2	Funciones de comportamiento lineal	33
3.4.3	Distribuciones normales equivalentes	33
3.4.4	Algoritmo para encontrar el índice de confiabilidad, $\beta$ y los factores de carga y resistencia	35
3.5	Métodos de confiabilidad de nivel 1	36
3.6	Combinaciones de carga	37
<b>4.</b>	<b>MÉTODOS PARA LA CALIBRACIÓN DE CÓDIGOS DE PUENTES</b>	<b>39</b>
4.1	Generalidades	39
4.2	Antecedentes	40
4.2.1	Calibración del código para puentes de Ontario (OHBD)	40
4.2.2	Calibración del código para puentes AASHTO LRFD (1994)	42
<b>5.</b>	<b>OBTENCIÓN DE LOS EFECTOS MÁXIMOS DE LAS CARGAS VIVAS VEHICULARES</b>	<b>46</b>
5.1	Generalidades	46
5.2	Efectos provocados por el paso de camiones en puentes	47
5.3	Ajuste de los resultados de la simulación a curvas de probabilidad	54
5.3.1	Papel de probabilidad	55
5.3.1.1	Variables estándar de las distribuciones	58
5.4	Cálculo de los efectos máximos al final de la vida útil de puentes	63
5.5	Modelo de carga viva adoptado	68
<b>6.</b>	<b>DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA</b>	<b>69</b>
6.1	Generalidades	69
6.2	Procedimiento general de calibración	69
6.3	Cálculo de los parámetros estadísticos de las variables involucradas	70
6.3.1	Parámetros requeridos para el análisis de confiabilidad	70
6.3.1.1	Tipo de distribución de las variables de diseño	72

6.3.1.1.1	Combinación de carga viva con impacto	73
6.3.1.2	Tipo de función de estado límite	76
6.3.1.3	Factores de sesgo y coeficientes de variación	76
6.3.1.4	Valores nominales de las variables	79
6.3.1.5	Tipo de análisis	80
6.3.1.6	Parámetros de las distribuciones	80
6.4	Selección del índice de confiabilidad objetivo, $\beta_0$	80
6.4.1	Resistencia de la viga	81
6.5	Selección de factores de carga y resistencia	85
6.5.1	Métodos simplificados	85
6.5.2	Método de segundos momentos	89
6.5.2.1	Modelo de carga viva propuesto	92
6.5.2.1.1	Factores de carga y resistencia obtenidos con el nuevo modelo de carga viva	94
<b>7.</b>	<b>IMPACTO DE LOS NUEVOS FACTORES DE CARGA EN EL DISEÑO DE PUENTES</b>	<b>97</b>
7.1	Diseño de un puente usando las normas AASHTO LRFD (1994) con factores de carga actuales	97
7.2	Diseño de un puente usando las normas AASHTO LRFD (1994) con factores de carga modificados	108
7.3	Comparación de los diseños	115
7.3.1	Efecto del modelo de carga sobre la demanda de resistencia	117
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>119</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>121</b>
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>122</b>
	<b>GLOSARIO</b>	<b>126</b>
	<b>RECONOCIMIENTOS</b>	<b>128</b>

## **RESUMEN**

Esta tesis revisa los modelos de carga viva y los factores de carga y resistencia del reglamento AASHTO comúnmente usados en los diseños de puentes en México, con el fin de modificarlos conforme a las características del tránsito local y los tipos de puentes más empleados. Se presenta un procedimiento para definir un modelo de carga viva vehicular basado en los procedimientos de la teoría de confiabilidad en la que el comportamiento estructural de un puente es medido en términos de su confiabilidad o probabilidad de falla. Se propone un modelo de carga formulado de tal manera que las estructuras diseñadas usando este modelo tengan un nivel de seguridad consistente y uniforme. Los factores de carga y resistencia se obtienen de tal manera que la confiabilidad de los puentes diseñados usando las estipulaciones propuestas estén en un predefinido nivel objetivo.

## **ABSTRACT**

This thesis reviews the live load model and the load and resistance factors proposed by the AASHTO LRFD (1994) commonly used for bridge design in Mexico, with the purpose to modify them to be consistent with the characteristics of the local traffic and the most common types of bridges. A procedure to define a vehicular live load model is presented. The procedure is based in the methods of reliability theory in which bridge behavior is measured in terms of its reliability or probability of failure. The proposed load model is formulated under the assumption that all structures designed with this model have a reliability level consistent and uniform. The load and resistance factors are obtained in such a way that the reliability of the bridges designed with the proposed model complies with a predefined target level.

# 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) ha realizado aforos vehiculares en las principales carreteras nacionales. En estos aforos se ha visto que un gran porcentaje de camiones rebasa por mucho las cargas máximas permisibles especificadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), lo que ha llevado a solicitudes en los puentes mayores a las consideradas en las normas estadounidenses AASHTO (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transportes Oficiales, por sus siglas en inglés) las cuales a falta de una norma propia son frecuentemente consideradas para el diseño de puentes en México. Durante los últimos 50 años estas normas han experimentado algunos ajustes y pequeños cambios, sin embargo, sus partes principales han permanecido sin cambios sustanciales. Debido a esto, recientemente la norma AASHTO en su parte de cargas vivas tuvo una calibración, la cual culminó con un código para puentes basado en el formato de diseño por factores de carga y resistencia, AASHTO LRFD (1994). Esta calibración se hizo utilizando cargas vehiculares registradas en las carreteras de la provincia de Ontario en Canadá las cuales son considerablemente menores a las existentes en México, por lo que resulta de interés realizar una nueva calibración del código AASHTO LRFD (1994) en su parte de cargas vivas, esta vez con datos mexicanos. El objetivo principal de esta tesis es describir un procedimiento para obtener los factores parciales nominales de carga y resistencia que sean compatibles con las cargas vivas vehiculares en México, así como proponer un modelo preliminar de carga viva cuyos efectos sobre los puentes sean similares a los provocados por el tránsito nacional.

Anteriormente, las normas de diseño de puentes, como las AASHTO se basaban en el diseño por esfuerzos permisibles o diseño por factores de carga (AASHTO 1996 y anteriores, excepto 1994), tales normas consideraban factores de seguridad basados en la experiencia ingenieril y en los códigos anteriores que habían logrado un comportamiento satisfactorio de los puentes diseñados considerando estos factores de seguridad. Sin embargo, la aparición de nuevos materiales y el incremento importante de las cargas, no fue acompañada de normas que aumentaran o disminuyesen los factores de seguridad correspondientes, además, tales normas no proveían un nivel de seguridad uniforme y consistente para diferentes tipos de puentes. Afortunadamente, gracias al importante desarrollo que ha tenido la Confiabilidad Estructural en las últimas décadas, ha sido posible proponer un procedimiento racional para calcular los factores de carga y resistencia. Dicho procedimiento se basa en que las cargas y resistencias son consideradas como variables aleatorias y en el hecho que debido a que siempre existen incertidumbres sobre las cargas y resistencias, no es posible asegurar que una estructura no falle durante su vida útil, por lo tanto, el comportamiento

estructural de un componente se mide por su probabilidad de falla o en su caso con su índice de confiabilidad. En esta tesis la herramienta principal en el proceso de calibración es un análisis de confiabilidad en el que los factores de carga y resistencia se determinan de tal manera que proporcionen un nivel de seguridad consistente y uniforme para distintos claros de puente. Al respecto se evalúan conceptualmente varios métodos de confiabilidad disponibles en la literatura para calcular la probabilidad de falla de estructuras existentes y para determinar los factores parciales dado un nivel de seguridad. Dichos métodos varían dependiendo de la aproximación requerida, y de la cantidad de datos requerida en el análisis. En esta tesis se utilizó un método de Segundos Momentos, es decir, se requirió conocer de cada variable aleatoria su primer y segundo momento (media y desviación estándar) respectivamente.

En este trabajo se presenta un breve resumen de los modelos de carga viva adoptados por los diseñadores de puentes en México, discutiéndose las diferencias que existen entre los códigos basados en el diseño por esfuerzos permisibles y el nuevo código basado en el diseño por factores de carga y resistencia. Se presentan además los modelos de carga viva adoptados por los códigos de puentes de otros países y las cargas máximas reglamentarias en México.

A continuación, se explican las bases probabilísticas de la confiabilidad estructural, las formas de medir la probabilidad de falla y los factores parciales nominales así como los métodos existentes para calcularlos. Con base en la información anterior, se propone un método para la calibración de códigos de puentes, no sin antes hacer referencia a los métodos empleados para la calibración de otros códigos. Posteriormente, con base en un modelo para determinar los efectos que produce el paso de vehículos sobre los puentes, se realiza una simulación de las condiciones de tránsito real en puentes ajustándose los resultados obtenidos por medio de distribuciones de probabilidad. Se calculan los efectos máximos que se esperarían al final de una vida útil supuesta para los puentes. Se hace una breve descripción del modelo de carga viva empleado, el cual fue propuesto con el fin de obtener un nivel de seguridad uniforme con el claro. Finalmente, se obtienen los factores de carga y resistencia con el modelo de carga viva HL93 y con el propuesto en este trabajo. Se analizan y discuten las ventajas de los factores propuestos para los dos modelos de carga viva y finalmente se comparan los diseños de un puente usando los factores de carga y resistencia propuestos por las normas AASHTO LRFD (1994) y otro diseño pero utilizando el nuevo modelo de carga viva con sus factores de carga y resistencia.



## **2. MODELOS DE CARGAS VIVAS VEHICULARES ADOPTADOS EN MÉXICO**

### **2.1 Antecedentes.**

Las primeras cargas vivas de proyecto para los puentes carreteros en México, consistieron de un camión único de dos ejes con un peso total de 13.6 t (Fossas, 1991), sin embargo, al publicarse la primera edición de las entonces especificaciones AASHO (Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales, por sus siglas en inglés) en 1935, se adoptó la carga viva H-15, la cual consistía de un camión de 13.6 t por carril, o de una carga viva equivalente (carga uniforme). No fue sino hasta 1956 que se adoptó la carga viva de proyecto H-15-512 (ahora HS15), que consistía de un camión semirremolque con peso total de 24.5 t. Para 1972, se adoptó la máxima carga viva de proyecto que preveían las normas AASHO (actualmente normas AASHTO), denominada HS20, que se basó en camiones con semirremolques, con un peso total de 32.7 t.

El modelo de carga viva HS20, fue el modelo de carga adoptado en México por muchos años, siendo aún usado por muchos diseñadores de puentes. Sin embargo, en 1994, las normas AASHTO publicaron una nueva edición basada en el formato LRFD (diseño por factores de carga y resistencia, por sus siglas en inglés) en el cual se propone un nuevo modelo de carga viva así como nuevos factores de carga y resistencia. Se espera que los diseñadores de puentes mexicanos adopten con el tiempo la nueva norma, la cual, desafortunadamente no ha sido calibrada para adaptarse a las condiciones de cargas en México, por lo que se corre el riesgo de diseñar con cargas menores a las existentes en realidad.

#### **2.1.1 Evolución del equipo automotor**

Los camiones que circularon a través de la República Mexicana fueron evolucionando con el paso del tiempo. Los primeros camiones tenían dos ejes con llantas macizas de hule, pero a partir de 1918, se comenzó a usar la llanta neumática (Fossas, 1991). Fue hasta los años sesentas en que empezaron a ser populares los camiones con ejes tándem, semirremolques y remolques completos, y a principios de los años setentas, se autorizaron los ejes triplex.

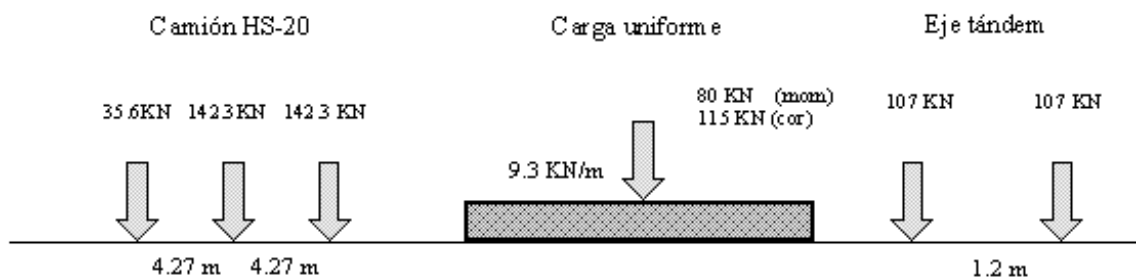
De esta evolución puede notarse que ha ocurrido un importante incremento en la capacidad de transportar carga en los camiones nacionales, por tanto, si se toma en cuenta que el modelo de carga

viva con sus factores de carga no han variado en los últimos 50 años, es muy probable de que se estén subestimando los efectos que está produciendo el tráfico nacional sobre los puentes.

## 2.2 Normas para diseño de puentes adoptados en México

### 2.2.1 Especificaciones AASHTO 1996

Este reglamento, que es el utilizado con más frecuencia en México, hace uso del diseño por esfuerzos permisibles (elásticos) y por factores de carga. La carga viva de diseño consta de tres elementos: un camión con semirremolque de tres ejes, una carga de carril que es una carga uniforme más una carga puntual que varía dependiendo del tipo de elemento mecánico a analizar (momento o cortante) y un eje tándem. La carga a emplear será aquella que produzca los máximos elementos mecánicos. En la figura 2.1 se ilustra este modelo de carga.



**FIGURA 2.1. Carga Viva Nominal HS20**

El modelo de carga viva debe aplicarse por carril de diseño, un carril de diseño tiene un ancho de 3.6 m, mientras que la carga viva (camión o carga uniforme) tiene un ancho de 3 m.

Debido a que es poco probable que la máxima carga ocurra simultáneamente en dos o más carriles que forman un puente, la norma propone los siguientes factores de reducción de carga de carril.

**TABLA 2.1. Factores de Reducción por Multiplicidad de Carriles Cargados**

Número de carriles cargados	Porcentaje
Uno o dos carriles	100
Tres carriles	90
Cuatro o más carriles	75

### 2.2.1.1 Combinaciones de cargas

En la tabla 2.2 se listan los factores de carga para los dos métodos de diseño, por esfuerzos permisibles o por factores de carga. Cada componente del puente deberá ser dimensionado a fin de soportar con seguridad todas las combinaciones de carga que el diseñador considere razonables. Una combinación de carga típica está dada por:

$$\text{GRUPO (N)} = \gamma \left[ \beta_D D + \beta_L L(1+I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \right. \\ \left. + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE \right] \quad (2.1)$$

en el cual,

**N** = número de grupo de la tabla 2.2;  
 **$\gamma$**  = coeficiente dado en la tabla 2.2;  
 **$\beta$**  = factor de carga dado en la tabla 2.2;  
**D** = carga muerta;  
**L** = carga viva;  
**I** = factor de impacto;  
**B** = fuerzas de bufamiento;  
**W** = carga de viento sobre la estructura;  
**WL** = carga de viento sobre la carga viva;  
**LF** = fuerza longitudinal provocada por la carga viva;

**CF** = fuerza centrífuga;  
**E** = empuje de tierras;  
**R** = carga debida a acortamiento de materiales;  
**S** = carga debida a contracción de los elementos;  
**T** = carga debido a temperatura;  
**EQ** = carga debido a sismo;  
**SF** = presión debido a flujo de agua;  
**ICE** = presión provocada por el hielo.

**TABLA 2.2. Combinaciones de Carga<sup>1</sup>**

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GRUPO	$\gamma$	FACTORES $\beta$													
		D	L(1+I) <sub>n</sub>	L(1+I) <sub>p</sub>	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S +T	EQ	ICE	%
CARGAS DE SERVICIO	I	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1		1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	150	
X	1.0	1	1	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	100	
FACTORES DE CARGA	I	1.3	$\beta_D$	1.67*	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	NO APLICABLE
	IA	1.3	$\beta_D$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	$\beta_D$	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	
IX	1.2	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0		
X	1.3	1	1.67	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0		

<sup>1</sup> AASHTO 1996, tabla 3.22.1.A

\*\* Porcentaje=Máximo esfuerzo unitario/Esfuerzo unitario permisible X 100

Para el diseño por cargas de servicio, la columna no. 14 representa el porcentaje de esfuerzo unitario. Ningún incremento en el esfuerzo unitario permisible deberá ser permitido para miembros o conexiones que soporten cargas de viento solamente.

$\beta_E=1.00$  para cargas verticales y laterales en todas las estructuras, excepto alcantarillas.

Para las especificaciones de cargas en alcantarillas, vea el art. 6.2.

$\beta_E=1.0$  y  $0.5$  para cargas laterales sobre marcos rígidos (pruebe ambos para ver cual domina).

**En el diseño por factores de carga**

$\beta_E=1.3$  para empuje de tierras en muros de contención, para empujes de tierra en reposo,  $\beta_E=1.15$

$\beta_E=0.5$  para empujes de tierra cuando se prueba el momento positivo en marcos rígidos.

$\beta_E=1.0$  para empuje de tierra vertical.

$\beta_D=0.75$  cuando se prueba la capacidad axial mínima, momento máximo o excentricidad máxima. Columnas.

$\beta_D=1.00$  cuando se prueba la capacidad axial máxima y momento mínimo de una columna.

$\beta_D=1.00$  para miembros a tensión y flexión.

$\beta_E=1.00$  para alcantarillas rígidas.

$\beta_D=1.50$  para alcantarillas flexibles.

\* 1.25 debe ser usado para el diseño de puentes en voladizo cuando la combinación de carga viva peatonal más la carga viva con impacto gobierne el diseño, sin embargo, la capacidad de la sección nunca será menor que la requerida para la carga viva sólo usando un factor de 1.67. Un valor de 1.00 puede ser usado en el diseño de la losa.

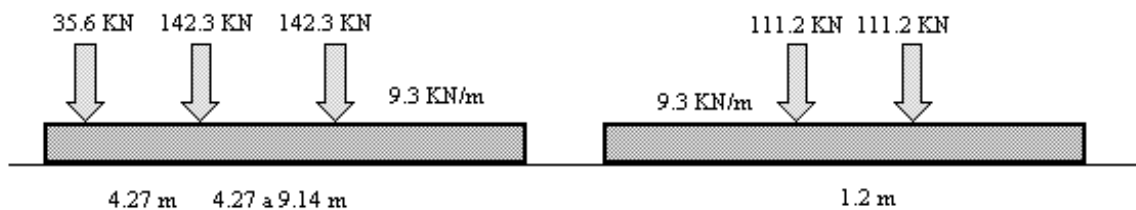
donde  $L(I+I)_n$  es la carga viva más impacto que propone el reglamento, y  $L(I+I)_p$  es la carga viva más impacto consistente con el criterio de sobrecarga especificado para el mantenimiento de puentes.

### 2.2.2 Especificaciones AASHTO LRFD 1994

El modelo de carga viva básico en las especificaciones del LRFD es denominado HL93. Esta carga viva no trata de representar un camión en particular, sino más bien reproducir los efectos máximos generados por el tránsito. El modelo de carga viva consta de tres cargas principales las cuales son las siguientes:

1. Un camión hipotético denominado HL93 con las mismas características del camión HS20 en las normas AASHTO de 1996.
2. Una carga uniforme idéntica a las normas del 96, pero sin la carga puntual.
3. Un eje tándem.

La carga viva a emplearse consistirá de una combinación de una carga uniforme (2) con el camión o eje tándem, dependiendo de cual produzca los efectos máximos. En la figura 2.2 se muestra el modelo de carga viva HL93.



**FIGURA 2.2. Modelo de Carga Viva HL93**

Las características del nuevo formato de diseño de puentes hacen evidente la necesidad de realizar una calibración, esta vez utilizando las cargas vivas que circulan por las carreteras mexicanas a fin de obtener factores parciales que nos den probabilidades de falla lo suficientemente pequeñas.

#### 2.2.2.1 Estados límites de diseño

En el nuevo código para puentes AASHTO LRFD (1994), el criterio básico de diseño considerado es el siguiente:

$$\phi R_n > \eta \sum \gamma_i X_i \quad (2.2)$$

donde  $X_i$  es el componente de carga nominal,  $\gamma_i$  es el factor de carga,  $R_n$  es la resistencia nominal,  $\phi$  es el factor de resistencia y  $\eta$  es un factor modificador de carga.

El modificador de carga es un factor que toma en cuenta la ductilidad, la redundancia, y la importancia de operación del puente. Está dada por la siguiente expresión:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

donde  $\eta_D$  es el factor de ductilidad,  $\eta_R$  es el factor de redundancia y  $\eta_I$  es el factor de importancia operacional. Los primeros dos hacen referencia a la resistencia del puente y el último a las consecuencias de que el puente quede fuera de servicio. A continuación se describen cada uno de ellos.

**Factor de ductilidad.** Si un componente de un puente se diseña de tal manera de que se presenten deformaciones inelásticas, entonces, dicho componente será capaz de soportar una cierta sobrecarga. La falla frágil de un componente debe ser evitada, ya que esto implica una pérdida repentina de la capacidad de soportar carga cuando se excede el límite elástico del material, por esto se requiere que estos elementos sean dúctiles. Los valores del factor de ductilidad en el estado límite de resistencia son los siguientes:

$$\eta_D = 1.05 \text{ para componentes y conexiones no dúctiles.}$$

$$\eta_D = 0.95 \text{ para componentes y conexiones dúctiles.}$$

**Factor de redundancia.** Una estructura estáticamente indeterminada es redundante, esto es, tiene más restricciones que las que son necesarias para satisfacer el equilibrio. La redundancia en un sistema de puente es generalmente definida como la capacidad de otros miembros para soportar carga cuando un miembro llega a debilitarse o a fallar (Frangopol et al, 1991). Por lo tanto la redundancia en un sistema de puente incrementará su margen de seguridad. Los factores de redundancia en el estado límite de resistencia son los siguientes:

$$\eta_R = 0.95 \text{ para miembros redundantes.}$$

$$\eta_R = 1.05 \text{ para miembros no redundantes.}$$

**Factor de importancia operacional.** Es difícil encontrar situaciones en donde los puentes no sean considerados como operacionalmente importantes, es primordial que permanezcan abiertos después de haber ocurrido un evento extraordinario (sismos, inundaciones, etc.). Por tanto, los siguientes factores de importancia deberán ser considerados en el estado límite de resistencia:

$\eta_I=1.05$  para un puente importante.

$\eta_I=0.95$  para un puente no importante.

### 2.2.2.1.1 Combinaciones y factores de carga

Los factores de carga y sus combinaciones están dados en la tabla 2.3. La nomenclatura usada para las cargas se describe a continuación:

#### *Para cargas permanentes*

**DD** Fuerzas de arrastre inducidas por el movimiento relativo entre el suelo y la estructura

**DC** Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales

**DW** Carga muerta debido a la superficie de asfalto

**EH** Presión de tierra horizontal

**ES** Sobrecarga debida a rellenos de tierra

**EV** Carga muerta debida a la presión de un relleno

#### *Para cargas temporales*

**BR** Fuerzas de frenado vehicular

**CE** Fuerza centrífuga vehicular

**CR** Derrapamiento

**CT** Fuerza de colisión vehicular

**CV** Fuerza debido a colisión de embarcaciones

**EQ** Sismo

**FR** Fricción

**IC** Carga debido a hielo

**IM** Carga dinámica vehicular permisible

**LL** Carga viva vehicular

**LS** Carga viva de sobrepeso

**PL** Carga viva peatonal

**SE** Asentamiento

**SH** Contracción

**TG** Gradiente de temperatura

**TU** Temperatura uniforme

**WA** Carga de agua y de corriente

**WL** Viento sobre la carga viva

**WS** Viento sobre la estructura

**TABLA 2.3. Combinaciones y Factores de Carga. AASHTO LRFD (1994)<sup>2</sup>**

Combinación de Carga	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use sólo uno a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
<b>Resistencia I</b>	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$				
<b>Resistencia II</b>	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>Resistencia III</b>	$\gamma_p$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>Resistencia IV EH, EV, ES, DW, DC</b>	$\gamma_p$ 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
<b>Resistencia V</b>	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>Evento Extremo I</b>	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.0	-	-	-
<b>Evento Extremo II</b>	$\gamma_p$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0
<b>Servicio I</b>	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>Servicio II</b>	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
<b>Servicio III</b>	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
<b>Fatiga LL, IM y CE</b>	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**TABLA 2.4. Factores de Carga para Cargas Permanentes<sup>3</sup>**

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y accesorios	1.25	0.90
DD: Fuerza de arrastre	1.80	0.45
DW: Superficie de asfalto y accesorios	1.50	0.65
EH: Presión de tierra horizontal		
Activa	1.50	0.90
Pasiva	1.35	0.90
EV: Presión de tierra vertical		
Estabilidad general	1.35	N/A
Estructuras de retención	1.35	1.00
Estructuras rígidas enterradas	1.30	0.90
Marcos rígidos	1.35	0.90
Estructuras enterradas flexibles	1.95	0.90
Alcantarillas tipo cajón de metal flexible	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de tierra	1.50	0.75

<sup>2</sup> Tabla 3.4.1-1 de las normas AASHTO LRFD (1994)

<sup>3</sup> Tabla 3.4.1-2 de las normas AASHTO LRFD (1994)



#### **2.2.2.1.2 Estado límite de servicio**

El estado límite de servicio se refiere a las restricciones sobre esfuerzos, deflexiones y agrietamientos de componentes de un puente que ocurran durante condiciones regulares de servicio. Para el estado límite de servicio, los factores de resistencia son iguales a uno. Existen tres combinaciones diferentes de estado límite de servicio para cubrir diferentes situaciones de diseño.

**Servicio I.** Se refiere a la combinación de carga para un viento de 90 km/h, y todas las demás cargas con sus valores nominales.

**Servicio II.** Para estructuras de acero se intenta controlar la fluencia de conexiones críticas debida a la carga viva vehicular.

**Servicio III.** Para estructuras de concreto presforzado se trata de controlar el agrietamiento a tensión.

#### **2.2.2.1.3 Fatiga y estado límite de fractura**

La fatiga y estado límite de fractura se refiere a las restricciones sobre el rango de esfuerzos causadas por el camión de diseño. Las restricciones dependen del número de ciclos de esfuerzo esperados a ocurrir durante la vida útil del puente. Este estado intenta limitar el incremento del agrietamiento ante cargas repetidas y prevenir una fractura debido a efectos de esfuerzos acumulados en elementos de acero, componentes y conexiones.

La única carga que causa una gran cantidad de ciclos repetitivos de esfuerzos es la carga viva de diseño, por tanto, es la única carga que se toma en cuenta en este estado límite. La fractura debido a fatiga ocurre a niveles de esfuerzos inferiores a los medidos en pruebas uniaxiales. Cuando un camión causa un gran número de ciclos de esfuerzo, y el daño acumulado es lo suficientemente grande, una grieta en el material empezará en el punto de máxima concentración de esfuerzos. La grieta crecerá con repetidos ciclos de esfuerzo, hasta que el miembro falle.

#### **2.2.2.1.4 Estado límite de resistencia**

Este estado límite pretende proveer la suficiente resistencia a fin de satisfacer la ec. 2.2. Se plantean cinco combinaciones diferentes para el estado límite de resistencia a fin de abarcar todas las posibles situaciones de diseño. A continuación se mencionan cada una de ellas.

**Resistencia I.** Es la combinación de carga básica que considera al modelo de carga viva sin tomar en cuenta el efecto del viento.

**Resistencia II.** Es la combinación que se considera para tomar en cuenta el paso de un vehículo especial por el puente, cuyos efectos no fueron tomados en cuenta en el proceso de calibración.

**Resistencia III.** Es la combinación de carga que relaciona a un puente expuesto a una velocidad del viento superior a 90 km/h. Altas velocidades del viento ocasionan altas concentraciones de carga viva sobre el puente.

**Resistencia IV.** Este estado límite de resistencia considera relaciones altas de carga muerta a carga viva. Esto es necesario debido a que el proceso de calibración fue realizado sobre puentes con claros menores a 60 m, sin considerar que para puentes de claros más largos, la relación de carga muerta a carga viva pueda ser la más alta, resultando en factores de carga diferentes a los obtenidos para claros cortos y medianos. Este estado límite de resistencia fue desarrollado para evitar el uso de factores de carga que sean variables con el claro.

**Resistencia V.** Es la combinación de carga que relaciona a la carga viva vehicular normal con la correspondiente a un viento de 90 km/h.

#### **2.2.2.1.5 Estado límite de eventos extremos**

El estado límite de eventos extremos trata de evitar la falla del puente ante sismos o flujos de agua excepcionales, o por colisiones de vehículo o témpanos de hielo. La probabilidad de que estos eventos ocurran simultáneamente es muy baja, por lo tanto, se aplican independientemente. El intervalo de ocurrencia de eventos extremos puede ser más grande que la vida útil de la estructura. Bajo estas condiciones extremas, la estructura deberá de experimentar considerables deformaciones

inelásticas. A continuación se presentan las diferentes combinaciones que se requieren para considerar todos los posibles casos posibles:

**Evento extremo I.** Es la combinación de carga que toma en cuenta al sismo. Este estado límite también incluye carga por flujo de agua y carga por fricción vehicular.

**Evento extremo II.** Es la combinación de carga que relaciona a la carga viva reducida con las cargas de hielo, de colisión por embarcaciones y vehículos y cargas asociadas a ciertos eventos hidráulicos.

### **2.3 Diferencias principales entre las especificaciones LRFD (1994) y las especificaciones AASHTO convencionales (1996)**

Con el fin de justificar el motivo para dos códigos con diferentes métodos de diseño, se presentan las diferencias principales que existen entre los dos (Morcos y Grubb, 1995):

- ◆ En las normas LRFD los factores de carga y resistencia fueron obtenidos mediante un proceso basado en la confiabilidad, mientras que en las normas convencionales, los factores de carga y resistencia fueron obtenidos mediante el juicio y la experiencia.
- ◆ En las normas LRFD se considera de forma más explícita la ductilidad y redundancia del puente que en las normas convencionales.
- ◆ Nuevos factores de distribución de carga viva son propuestos en las especificaciones LRFD las cuales son más consistentes que las propuestas en la norma convencional.
- ◆ Se definen nuevos estados límites, con el fin de proporcionar la seguridad adecuada en todos los diseños.

### **2.4 Resumen de los modelos de carga viva usados en otros países**

Los modelos de carga viva utilizados en otros países intentan simular las condiciones de tráfico que pasan sobre sus puentes. A continuación se mostrarán los modelos adoptados por las normas de puentes de algunos países (Imbsen y Liu, 1992).

### 2.4.1 Finlandia.

Para la evaluación de la carga viva sobre los puentes, se usan tres combinaciones de carga normales y dos vehículos sobrecargados. Para las cargas normales, los camiones constan de tres ejes, un eje y una sola rueda, mientras que para los camiones sobrecargados se tiene un camión de cuatro ejes para los dos casos. Cada componente del puente se evalúa para la condición de carga más crítica. El ancho de carril de diseño es de 3 m y debe ser aplicado en el lugar en que los efectos provocados sean más críticos. En el caso de las sobrecargas solamente se considera un carril de diseño al centro del puente. En la figura 2.3 se muestra el modelo de carga viva correspondiente.



FIGURA 2.3 Modelo de Carga Viva Finlandés

### 2.4.2 Italia

En las normas italianas los carriles de diseño son de 3 m para cargas civiles y 3.5 m para cargas militares. Los puentes se clasifican en: Clase I, aquellos que estarán sometidos a cargas civiles y militares, y Clase II aquellos que soportarán sólo vehículos civiles.

El modelo de carga viva consiste de 6 sistemas de cargas, tres son civiles y las restantes son militares. Estas cargas se definen a continuación:

**Combinación 1** una línea de vehículos no restringidos con una carga de 120 kN cada uno.

**Combinación 2** un vehículo de rodamiento sencillo ( $4 \text{ kN/m}^2$ ).

**Combinación 3** carga peatonal extrema de 180 KN.

**Combinación 4** una línea de cargas militares de 615 KN.

**Combinación 5** una línea no restringida de cargas militares de 320 KN.

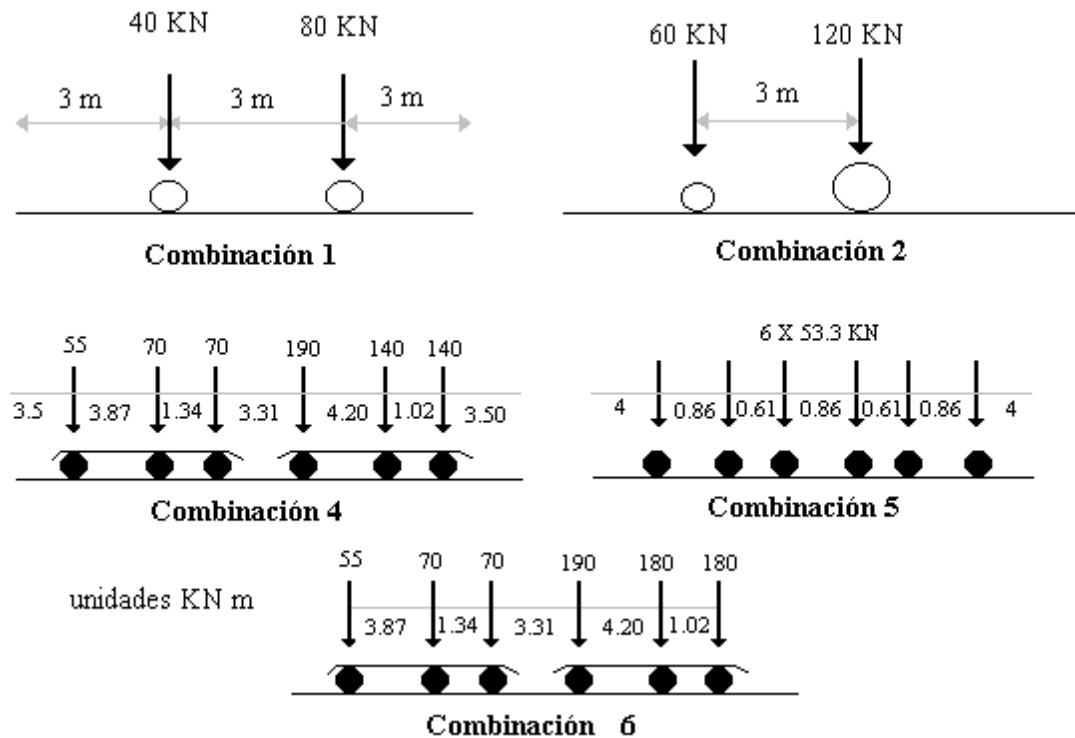
**Combinación 6** una carga militar sencilla de 745 KN.

Las siguientes combinaciones de carga deben usarse para las dos clases de puentes:

Clase I. En un solo carril debe colocarse la carga militar que produzca los máximos efectos más una o más líneas de vehículos civiles con la carga uniforme peatonal en las banquetas.

Clase II. En uno o más carriles se colocará el vehículo civil más crítico junto a la carga peatonal uniforme sobre la banqueta.

En la figura 2.4 se muestra el modelo de carga viva italiano.



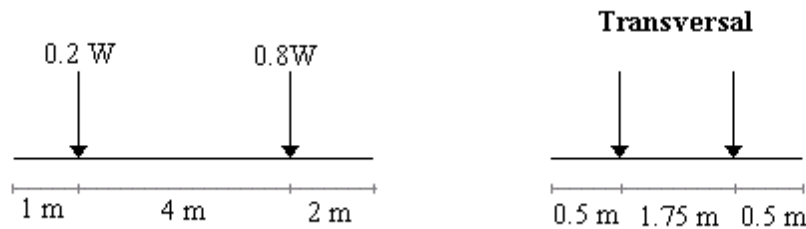
**FIGURA 2.4. Modelo de Carga Viva usado en Italia**

### 2.4.3 Japón

En el reglamento japonés, los puentes se clasifican en dos, cada uno de los cuales tiene dos tipos de carga. Uno de ellos consiste en una carga uniforme combinada con una carga lineal. Esta carga denominada con la letra  $L$  debe aplicarse en un ancho de 5.5 m y en un largo que cause los mayores efectos. La superficie restante en el puente se carga con la mitad de esta carga. El otro tipo de carga denominada con la letra  $T$ , simula el paso de vehículos individuales. El peso total del vehículo para los puentes clase I es de 20 t, mientras que para la clase II es de 14 t. A continuación se muestran en la tabla 2.5 las características del camión  $L$  y en la figura 2.5 las del camión  $T$ .

**TABLA 2.5. Cargas Tipo L usadas en el Japón.**

Clase de puente	Tipo de carga	Carga puntual	Carga uniforme (KN/m <sup>2</sup> )		50 % de la carga principal
			L<80	L>80	
1	L-20	50	3.5	4.3-L pero no menor a 3.0	
2	L-14		70 % de la carga L-20		



**FIGURA 2.5. Carga Tipo T del reglamento japonés**

### 2.4.4 Reino Unido

El código para puentes en el Reino Unido es el British Standard 5400 (BS5400) el cual tiene las siguientes características:

Las cargas de diseño,  $Q^*$ , se determinan a partir de sus valores nominales  $Q_K$ , mediante la siguiente ecuación:

$$Q^* = \gamma_L Q_K \quad \gamma_L = \gamma_{f1}(\gamma_{f1}, \gamma_{f2}) \quad (2.3)$$

donde  $\gamma_{f1}$  toma en cuenta la posibilidad de que las cargas tengan desviaciones desfavorables de sus valores nominales, y  $\gamma_{f2}$  considera la baja probabilidad de que las cargas tomen todas al mismo tiempo sus valores nominales.

Los efectos de las cargas de diseño,  $S^*$ , se obtienen de las cargas de diseño mediante:

$$S^* = \gamma_{f3}(\text{efecto de } Q^*) = \gamma_{f3}(\text{efecto de } \gamma_{fL}^* Q_K) \quad (2.4)$$

donde  $\gamma_{f3}$  toma en cuenta la evaluación aproximada de los efectos de las cargas, distribución de esfuerzos diferentes a las previstas, y variaciones en las dimensiones de los miembros del puente.

La resistencia de diseño,  $R^*$ , se define como:

$$R = \frac{1}{\gamma_{m2}} \text{función} \left( \frac{f_K}{\gamma_{m1}} \right) \quad (2.5)$$

donde  $f_K$  es la resistencia característica del material,  $\gamma_m$  es un factor de reducción,  $\gamma_{m1}$  intenta cubrir posibles reducciones de la resistencia,  $\gamma_{m2}$  cubre las debilidades de la estructura provocadas por otras causas diferentes a la reducción de resistencia.

En este código se consideran dos estados límites. El estado límite último, el cual prueba el equilibrio total del puente, así como la fatiga; y el estado límite de servicio, el cual comprueba que no existan condiciones indeseables en condiciones normales, además limita las vibraciones.

Para satisfacer el diseño, la siguiente ecuación debe ser satisfecha:

$$R^* > S^* \quad (2.6)$$

En este código se considera como vida útil del puente, 120 años.

#### 2.4.4.1 Combinaciones de carga

Existen tres combinaciones de carga principales y dos secundarias. Las 5 combinaciones son presentadas a continuación:

**Combinación 1.** Para puentes carreteros se consideran las cargas permanentes junto con las apropiadas cargas vivas primarias y secundarias.

**Combinación 2.** Considera las cargas en la combinación 1 junto con viento, y cargas temporales durante el periodo de construcción.

**Combinación 3.** Considera las cargas de la combinación 1 más las provocadas por los efectos de temperatura, se consideran también las cargas temporales en el periodo de construcción del puente.

**Combinación 4.** Considera las cargas permanentes más las cargas vivas secundarias.

**Combinación 5.** Considera las cargas permanentes más fricción en los apoyos.

#### 2.4.4.2 Modelo de carga viva

El modelo de carga viva en las normas británicas BS5400, consiste de las cargas HA y HB, las cuales deberán ser impuestas de forma independiente al puente en carriles de 3 m de ancho. El puente deberá ser diseñado para resistir los mayores efectos que provoque: la carga de diseño HA o la carga de diseño HA combinada con la HB.

La carga tipo HA consiste de una carga uniformemente distribuida más una carga en el borde extremo, o una carga de rueda sencilla. La carga uniformemente distribuida tiene 30 KN/m para longitudes cargadas de hasta 30 m. Para longitudes mayores a los 30 m deberá utilizarse la siguiente ecuación.

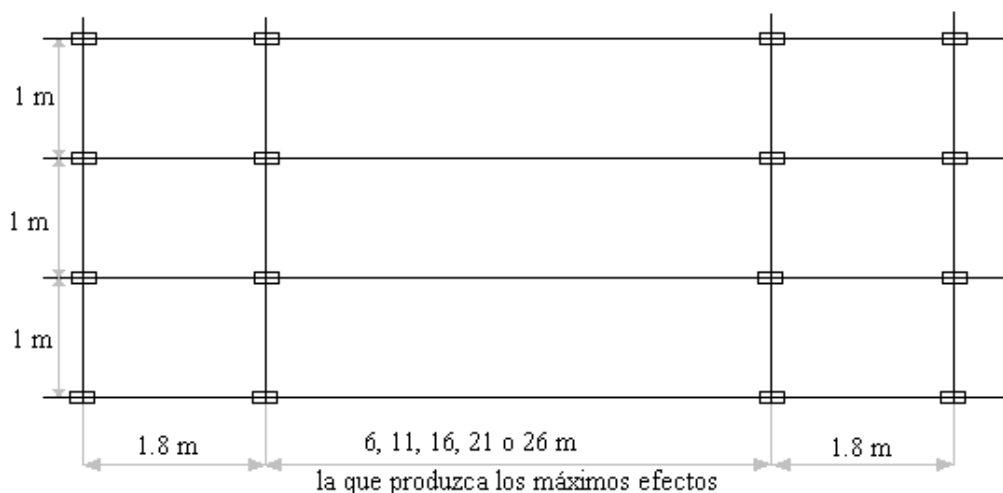
$$W=151L^{-0.475}>9KN/m \quad (2.7)$$

donde  $L$  es la longitud cargada y  $W$  es la carga por metro lineal.

La carga en el extremo tiene un valor de 120 KN y la carga de rueda alternativa tiene un valor de 100 KN.

La carga tipo HB es un sistema de cargas que tiene como mínimo 25 KN, sin embargo, este valor puede incrementarse hasta 45 KN donde se requiera conveniente. La configuración del camión HB se muestra en la figura 2.6.





**FIGURA 2.6 Camión Tipo HB de las Normas SB5400**

#### 2.4.4.3 Factores de carga

En la tabla siguiente se muestran los factores de carga adoptados por este código para las cargas que se discuten en este trabajo.

**TABLA 2.6. Factores de Carga en las Normas Británicas**

Carga	Estado límite	Factor de carga ha ser considerado en la combinación				
		1	2	3	4	5
Muerta, acero	Último	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muerta, concreto	Último	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
	Servicio	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Muerta superimpuesta	Último	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
	Servicio	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Carga viva vehicular: HA solamente	Último	1.50	1.25	1.25		
	Servicio	1.20	1.00	1.00		
Carga viva vehicular: HA con HB o HB sola	Último	1.30	1.10	1.10		
	Servicio	1.10	1.00	1.00		

#### 2.5 Pesos máximos permitidos en México

El 24 de diciembre de 1960, se publicó la primera Reglamentación de Pesos y Dimensiones de Vehículos de Circulación Nacional (referencia: SCT, 1980). Ante la necesidad de transportar bienes de mayor peso y dimensiones, optimizar el uso de la flota vehicular, disminuir costos en la transportación e incrementar los volúmenes de carga a transportar, el 3 de octubre y 28 de noviembre de 1980 se publica, en el Diario Oficial de la Federación, la reforma al Capítulo XI del

Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías de Comunicación, que define los valores permisibles de los pesos totales y otras características de los vehículos de carga de circulación nacional, y en donde la SCT (Secretaría de Comunicaciones y Transportes) queda a cargo de la definición de pesos y dimensiones así como de su control. La finalidad de dicho reglamento consiste en regular los pesos y dimensiones del tránsito sobre las carreteras nacionales, así como la de proponer multas y penalizaciones al que viole dichos pesos, sin embargo, dicho reglamento es hasta nuestros días, totalmente inaplicable debido a la falta de control en los pesos y dimensiones.

Para clasificar los vehículos en México, dicho reglamento propone una letra para representar el tipo de vehículo enseguida de un número que da el número de ejes. Los tipos de vehículos a los que hace mención el reglamento se muestran en la tabla 2.7.

**TABLA 2.7. Clasificación de los vehículos**

CLASE	NOMENCLATURA
AUTOMÓVIL	A
AUTOBÚS	B
CAMIÓN	C
TRACTOR	T
SEMIRREMOLQUE	S
REMOLQUE	R

Estudios realizados (IMT, 1995) muestran que los camiones de más circulación a escala nacional son los siguientes: *C2*, *C3*, *T3-S2*, *T3-S3* y *el T3-S2-R4*. A continuación en la tabla 2.8 se muestran los pesos máximos permitidos por este reglamento en México.

**TABLA 2.8. Pesos Máximos Permitidos en México. DOF 28/10/80**

Camión	TIPO DE CAMINO		
	A (toneladas)	B (toneladas)	C (toneladas)
<b>C2</b>	15.5	14	12
<b>C3</b>	23.5	20	18
<b>T3-S2</b>	41.5	35	No autorizado
<b>T3-S3</b>	46	No autorizado	No autorizado
<b>T3-S2-R4</b>	77.50	No autorizado	No autorizado

Además de las limitaciones sobre los pesos totales de los camiones, el reglamento también limita los pesos por eje como se muestra en la tabla 2.9.

**TABLA 2.9. Pesos Autorizados por Eje**

<b>TIPO DE EJE</b>	<b>TIPO DE CAMINO</b>	<b>A toneladas</b>	<b>B toneladas</b>	<b>C toneladas</b>
<b>Un eje sencillo</b>	Dos llantas	5.5	5	4
<b>Un eje sencillo</b>	Cuatro llantas	10	9	8
<b>Dos ejes sencillos en tándem</b>	Dos llantas en cada eje	4.5/eje	3.75/eje	3.5/eje
<b>Dos ejes sencillos en tándem</b>	Cuatro llantas en cada eje	9/eje	7.5/eje	7/eje
<b>Tres o más ejes sencillos en tándem</b>	Cuatro llantas en cada eje	7.5/eje	Se debe realizar un estudio	Se debe realizar un estudio

Posteriormente el 26 de enero de 1994 se publicó en el Diario Oficial de la Federación el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. Dicho reglamento da un calendario para la aplicación del peso reglamentado en caminos, en donde existen tres periodos en los cuales la carga por tipo de camión, según su número de llantas, es reducida de manera gradual como a continuación se muestra la tabla 2.10.

**TABLA 2.10. Calendario de Pesos Máximos de los Camiones de más Tránsito**

<b>Tipo de Vehículo</b>	<b>No. de llantas</b>	<b>Del 1° nov. 1994 hasta 31 oct. 1995</b>	<b>Del 1° nov. 1995 hasta 31 oct. 1996</b>	<b>Del 1° nov. 1996 en adelante</b>
<b>C2</b>	4	17	15	13.5
	6	21	19	17.5
<b>C3</b>	6	22	21	19
	10	30	28	26
<b>T3-S2</b>	18	51	48	44
<b>T3-S3</b>	16	53	47	40
	22	63	57	48.5
<b>T3-S2-R4</b>	22	73	67	59
	34	77	75	65.5

Después, el 29 de noviembre de 1994 se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal. Estas normas surgen con el propósito fundamental de disminuir los índices de accidentes viales ocasionados por vehículos con exceso de pesos y/o dimensiones que circulan por los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, y evitar el deterioro acelerado de los mismos. La anterior norma tiene por objeto establecer las especificaciones de peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte de pasajeros, de turismo y de carga que transitan en los caminos y puentes de

Jurisdicción Federal. En la tabla 2.11 se muestran los pesos máximos permisibles para los camiones de mayor circulación nacional.

**TABLA 2.11. Pesos Máximos Autorizados por Tipo de Camión<sup>4</sup>**

<b>Camión</b>	<b>Número de llantas</b>	<b>Camino tipo A (toneladas)</b>
<b>C2</b>	4	13.50
	6	17.50
<b>C3</b>	6	19.00
	10	26.00
<b>T3-S2</b>	10	28.50
	14	35.50
	18	44.00
<b>T3-S3</b>	16	40.00
	22	48.50
<b>T3-S2-R4</b>	22	59.00
	34	66.50**

Puede notarse que los valores de pesos máximos autorizados en la tabla 2.11 son iguales a los dados en la tabla 2.10 y que debían aplicarse a partir del 1º de noviembre de 1996, con la excepción del peso del camión T3-S2-R4 con 34 llantas, el cual su peso fue modificado a 66.50 t, incluso se permiten que transiten este tipo de camiones con 72.5 t bajo ciertas condiciones.

Finalmente, el 7 de enero de 1997, se publica en el Diario Oficial de la Federación, la norma oficial mexicana NOM-012-SCT-2-1995 sobre el peso y dimensiones máximas con los que puede circular los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción nacional. Dicho reglamento en su artículo 5.1.1.2 marca que las concentraciones máximas de carga que se autorizan para el tractocamión doblemente articulado (T3-S2-R4), se rigen de acuerdo a la resistencia de los puentes, además en su artículo 5.1.1.3 marca que la concentración máxima por eje estará regida también por la resistencia de los puentes. Sin embargo, estos dos artículos resultan ser inaplicables, pues sería necesario determinar si el peso del camión a transitar por una carretera puede ser soportado con seguridad por los puentes que existen en el camino. Este reglamento permite en su artículo 5.1.2.2 que el peso máximo autorizado pueda incrementarse en 1.5 t por cada eje motriz y 1 t en cada eje de carga cuando los camiones cuenten con suspensión neumática en todos los ejes, excepto en el eje direccional. En las tablas 2.12 y 2.13 se listan los pesos máximos por eje y totales respectivamente.

<sup>4</sup> DOF, 29/11/94.

Los pesos máximos en esta tabla pueden ser incrementados hasta un 5%, si el vehículo está equipado con suspensión neumática o equivalente en todos sus ejes, excepto en el eje direccional.

\*\* El peso máximo para este tipo de camiones que trasladan gases o químicos será de 72.5 t por un periodo de 5 años a partir de la expedición de esta norma, posteriormente deberá ajustarse al valor indicado.

**TABLA 2.12. Pesos Máximos Autorizados por Tipo de Eje y Camino**

Configuración de ejes	TIPO DE CAMINO			
	A4 y A2	B4 y B2	C	D
Sencillo, dos llantas	6.50	6.50	5.50	5.00
Sencillo, cuatro llantas	10.00	10.00	9.00	8.00
Motriz sencillo. Cuatro llantas	11.00	11.00	10.00	9.00
Motriz doble o tándem, seis llantas	15.50	15.50	14.00	12.50
Doble o tándem, ocho llantas	18.00	18.00	16.00	14.00
Motriz doble o tándem, ocho llantas	19.50	19.50	17.50	15.50
Triple o tridem, doce llantas	22.50	22.50	20.00	18.00

**TABLA 2.13. Peso Máximo Autorizado por Tipo de Camión y Vehículo**

Configuración del camión	Número de llantas	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
C2	6	17.50	17.50	15.50	14.00
C3	8	22.00	22.00	19.50	17.50
	10	26.00	26.00	23.00	20.50
T3-S2	18	44.00	44.00	39.00	NA <sup>+</sup>
T3-S3	22	48.50	48.50	43.00	NA
T3-S2-R4	34	66.50*	66.50*	58.00	NA

### 2.5.1. Control de pesos de camiones en México

Por los años cuarentas, se instalaron en México pesadoras con el fin de controlar el peso de los camiones y aplicar sanciones a aquellos que rebasaban los pesos máximos reglamentarios. Sin embargo, este sistema desapareció en los años cincuentas (Fossas, 1991) debido principalmente a los graves problemas de corrupción que existía en su manejo. Por lo tanto, al desaparecer las estaciones pesadoras, las cargas en los camiones nacionales quedaron sin control y por esta razón, los Reglamentos de Pesos y Dimensiones son en realidad ineficaces, ya que ni los transportistas, fabricantes de camiones y llantas se apegan a la norma vigente. Hoy en día, las cargas han aumentado de forma extraordinaria y se está relativamente cerca de límites naturales como serían las capacidades máximas de las llantas de los camiones o la capacidad para soportar carga de los chasis de los mismos. Por tanto, aunque no se vislumbran que surjan controles estrictos sobre los pesos de los camiones en los últimos años, es muy conservador considerar que los pesos de los camiones seguirán aumentando con la misma tasa de crecimiento que con la que lo han hecho en los últimos años. En los capítulos siguientes se tomará en cuenta este factor para calcular los efectos máximos en los puentes.

<sup>+</sup> NA=No autorizado

\* El peso máximo para este tipo de camiones que trasladan carga seca o fluidos por caminos tipo A y B, podrá incrementarse hasta 72.5 t por un periodo de 5 años, si cuenta con un sistema auxiliar de frenos, independiente del sistema de balatas, posteriormente el peso deberá ajustarse a lo indicado.

### **3. BASES PROBABILÍSTICAS DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL**

En el diseño o evaluación de una estructura, tal como un puente, es necesario considerar las incertidumbres asociadas con las propiedades de sus materiales, dimensiones, cargas, etc., mediante herramientas de la teoría de la probabilidad. El método más adecuado para este fin se basa en la confiabilidad estructural cuyo objetivo principal es asegurar que la estructura tenga un apropiado margen de seguridad. Una ventaja de usar la probabilidad es que las incertidumbres de las variables pueden ser separadas, lo cual permite una determinación más sistemática de la confiabilidad estructural. Sin embargo, el problema de determinar la confiabilidad estructural de todo un sistema es un problema complejo, debido principalmente a los diferentes estados límites (o modos de falla) a considerarse. Con estas dificultades, los métodos para calcular la seguridad de una estructura están todavía en desarrollo. Por tanto, los actuales códigos de diseño que han sido calibrados por un método basado en la probabilidad se basan en la confiabilidad de un componente y manejan la seguridad del sistema mediante su redundancia.

#### **3.1 Establecimiento del problema**

Uno de los principales objetivos del diseño en ingeniería es asegurar el buen comportamiento del sistema con la restricción de la economía (Imbsen et al, 1987). En una estructura, su seguridad es claramente función de la carga máxima (o las combinaciones de carga) a las que pueden ser sometida durante toda su vida útil. La seguridad estructural también dependerá de la resistencia de la estructura. La confiabilidad es una medida del comportamiento de una estructura y pretende relacionar las cargas y resistencias, por lo tanto, será la herramienta que se utilizará para calcular la seguridad que tienen los puentes en México.

Ahora, es importante plantear el problema que ocurre en realidad. Un ingeniero cuando comienza el diseño o evaluación de una estructura puede hacerse las siguientes preguntas: (1) ¿Cuáles son los estados límites a considerar para medir el comportamiento estructural? (2) ¿Qué probabilidad de falla debe considerarse para un específico periodo de tiempo? (3) ¿Cómo puede calcularse el margen de seguridad? La primera de estas preguntas puede responderse por cualquier diseñador experimentado, pero la segunda y tercera son generalmente respondidas por el código de diseño aplicable. En este caso es el comité encargado de elaborar los códigos de diseño el que define un índice de confiabilidad objetivo que se ve reflejado en el código por los factores parciales de carga

y resistencia. Estos factores parciales permiten que las estructuras diseñadas con este código tengan una seguridad predeterminada.

### **3.2 Medidas de seguridad en el diseño de estructuras**

A continuación se mencionan los métodos que han sido usados o que actualmente se usan para establecer niveles de seguridad en las estructuras.

#### **3.2.1 Diseño por esfuerzos permisibles o por esfuerzos de trabajo**

Este método se basa en el hecho de que la seguridad deseada es provista garantizando que los esfuerzos en una estructura sean elásticos sin que excedan el esfuerzo permisible del material, el cual es una fracción de su esfuerzo de fluencia, agrietamiento, etc. Las cargas usadas en este proceso de diseño tienen una alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura y los esfuerzos permisibles han sido propuestos con base en la experiencia. Las ventajas que presenta este método son (Ellingwood et al, 1980):

- Los diseñadores están familiarizados con él y es de fácil aplicación.
- Se cree que las estructuras que se diseñan con este método tienen un buen comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño por esfuerzos permisibles tiene las siguientes desventajas:

- Los esfuerzos permisibles no garantizan un nivel de seguridad constante para todas las estructuras.
- El diseño por esfuerzos permisibles puede ser inseguro cuando una carga contrarresta los efectos de otra. Por ejemplo, cuando la carga muerta atenúa el efecto de la carga de viento.

En resumen, la ventaja principal del diseño por esfuerzos permisibles es su simplicidad, sin embargo, puede permitir diseños con seguridad menor a la considerada normalmente adecuada, particularmente cuando existen cargas que se contraponen. El procedimiento tradicional es difícil de cuantificar y le hace falta una base lógica para manejar las incertidumbres. Por lo tanto, el nivel de seguridad no puede ser evaluado cuantitativamente, además, para nuevas estructuras donde no existan calibraciones anteriores, el problema de evaluar la confiabilidad es más difícil.

### **3.2.2 Diseño por resistencia**

En algunos códigos, la seguridad en el diseño de estructuras está dada por la resistencia última del material. Las cargas son amplificadas o reducidas por factores de carga dependiendo del tipo y sentido de la carga, mientras que las resistencias son reducidas por factores de resistencia menores o iguales a la unidad.

Este criterio intenta aplicar factores parciales de seguridad a aquellas variables en la ecuación de diseño las cuales son aleatorias. Sin embargo, los factores de carga y resistencia han sido seleccionados en el pasado basados en un juicio subjetivo, y por tanto, no se tiene la certeza de que sean consistentes con los objetivos de comportamiento de las estructuras que toman en cuenta.

### **3.2.3 Diseño de estados límites basados en la probabilidad**

Este método utiliza la probabilidad para calcular los factores parciales de seguridad tomando en cuenta la variabilidad de las cargas y de las resistencias y previendo un nivel de seguridad dado. Las principales ventajas de este método son (Ellingwood et al, 1980):

- Se considera la confiabilidad de forma más realista para diferentes situaciones de diseño debido a que las variabilidades de las cargas y de las resistencias son consideradas.
- Se puede escoger un nivel de seguridad para reflejar las consecuencias de la falla.
- Provee una herramienta para actualizar los códigos de diseño de una manera racional.

### **3.3 Bases de confiabilidad estructural**

Las incertidumbres que existen en los procesos de diseño son inevitables, pues la información necesaria será siempre incompleta. Para representar la importancia de las incertidumbres, la resistencia y efecto de las cargas pueden ser modelados como variables aleatorias. De esta manera, la confiabilidad de un sistema puede determinarse de manera más realista al medirse en términos de la probabilidad. Si se considera que  $R$  representa la resistencia de un sistema estructural y  $Q$  representa el efecto de las cargas, entonces, el objetivo del análisis de confiabilidad es asegurar el evento de  $R > Q$  durante la vida útil de la estructura. Sin embargo, esta evaluación de la seguridad sólo es posible en términos de la probabilidad  $P(R > Q)$ . Esta probabilidad es la que mide la



seguridad de la estructura de una forma más real. De la misma manera se puede definir la falla de la estructura como el evento  $R < Q$ .

Si se conocen las distribuciones de probabilidad de la resistencia y de las cargas, es decir,  $F_R(r)$ ,  $f_R(r)$ ,  $F_Q(q)$ ,  $f_Q(q)$ , donde  $F(\cdot)$  representa la función de probabilidad acumulada y  $f(\cdot)$  la función de densidad de probabilidad, entonces, la probabilidad de falla se define como (Ang y Tang, 1984):

$$p_F = \int_0^{\infty} F_Q(r) f_R(q) dq = \int_0^{\infty} (1 - F_Q(r)) f_R(r) dr \quad (3.1)$$

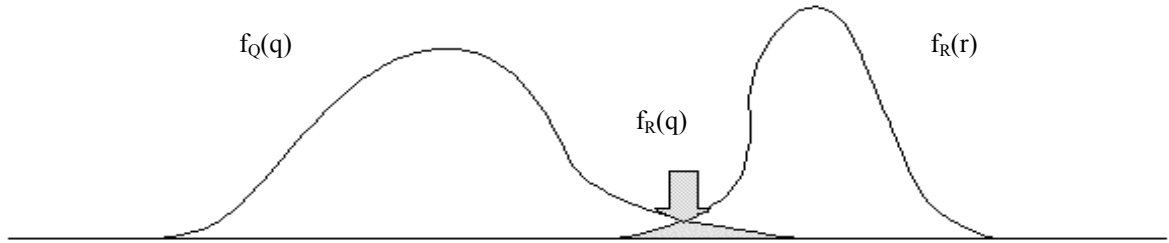
donde  $R$  y  $Q$  son continuas. Por ejemplo, si las distribuciones de probabilidad de la resistencia y de las cargas son normales, la ec. 3.1 se convierte en:

$$p_F = 1 - \Phi \left( \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right) \quad (3.2)$$

en el cual  $\Phi(\cdot)$  es la función de distribución acumulada normal estándar,  $\mu_R$ ,  $\mu_Q$ ,  $\sigma_R$ ,  $\sigma_Q$  son la media y desviación estándar de la resistencia y de las cargas respectivamente.

El método anterior para calcular la confiabilidad estructural, es denominado como *método de confiabilidad de nivel 3*. Este método considera que las incertidumbres en el diseño están contenidas en las funciones de distribución de probabilidad y por lógica que éstas son conocidas. Sin embargo, en problemas estructurales las funciones de distribución de las variables que intervienen en el diseño son raras veces conocidas, en el mejor de los casos, sólo se conocen con certeza la media y la desviación estándar de las variables. Además, las funciones matemáticas de las distribuciones pueden ser altamente no lineales, de tal manera que la evaluación de la probabilidad de falla puede ser muy complicada. Por lo anterior, el método de nivel 3 sólo es usado para el cálculo de la seguridad de estructuras importantes o especiales (incluyendo estructuras para las cuáles no existe experiencia).

En la figura 3.1 se ilustran funciones de densidad para la resistencia y para los efectos de las cargas. La región en donde se traslapan estas distribuciones representa una medida cualitativa de la probabilidad de falla  $p_F$ . En dicha figura se puede observar lo siguiente (Ang y Tang, 1984):



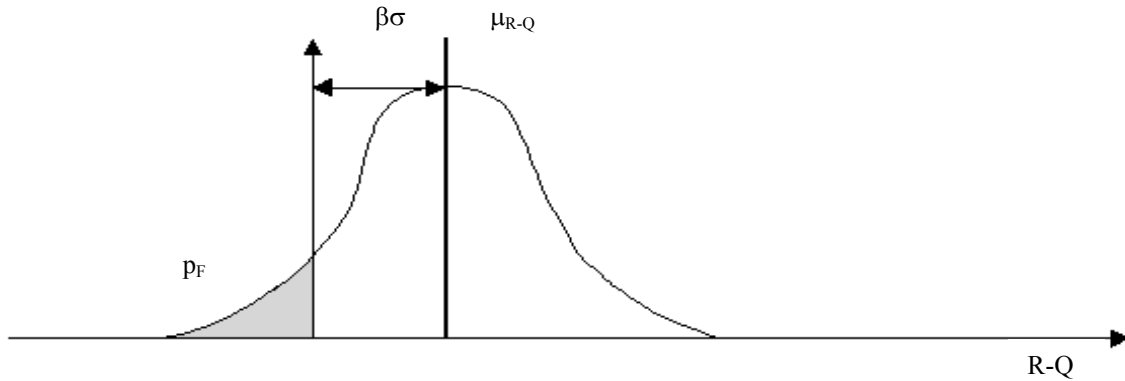
**FIGURA 3.1. Distribuciones de la Resistencia y de las Cargas**

- El área traslapada depende de las posiciones de  $f_R(r)$  y  $f_Q(q)$ , es decir, si la distancia entre las dos curvas es mayor, la  $p_F$  decrece. La distancia relativa entre las curvas de probabilidad de resistencia y cargas puede ser medida por la relación  $\mu_R/\mu_Q$ , la cual se denomina factor de seguridad central, o con la diferencia  $\mu_R - \mu_Q$ , la cual se denomina margen de seguridad.
- La región traslapada depende del grado de dispersión de la resistencia y los efectos de las cargas. Las dispersiones de las variables pueden ser medidas en términos de los coeficientes de variación  $\delta$ . Por lo tanto:

$$p_F \approx g(\mu_R/\mu_Q; \delta_R, \delta_Q) \quad (3.3)$$

De esta manera, una medida de la confiabilidad de una estructura deberá ser función de las posiciones de las distribuciones de probabilidad para resistencias y efectos de las cargas, así como de su grado de dispersión. En la ec. 3.2, se nota que la probabilidad de falla es función de la relación  $(\mu_R - \mu_Q) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}$ , la cual a su vez es función de las posiciones y dispersiones de las distribuciones y por tanto puede considerarse como una medida de la seguridad de la estructura. Dicha relación es con frecuencia llamada *índice de confiabilidad* o *índice de seguridad* y se denota con  $\beta$ .

La seguridad estructural puede ser medida por la probabilidad de falla  $p_F$ , mostrada como el área sombreada, o por el índice de confiabilidad  $\beta$ , que mide la distancia desde el valor medio hasta el estado crítico ( $R-Q=0$ ) en términos del número de desviaciones estándar. En la figura 3.2 se muestran estas dos medidas de seguridad. El índice de confiabilidad es una medida más conveniente que la probabilidad de falla debido a que sólo requiere que se conozcan los dos primeros momentos (media y desviación estándar) para cada una de las variables, evitando de esta manera el cálculo de la probabilidad de falla.



**FIGURA 3.2. Medidas de Seguridad**

En la sección siguiente se describirán dos métodos simplificados para el cálculo de la seguridad en las estructuras, dichos métodos se clasifican como: (Augusti et al, 1984):

- *Nivel 2*, en el cual la seguridad se evalúa sólo en los puntos sobre la frontera de falla.
- *Nivel 1*, en el cual los valores apropiados de confiabilidad son provistos por un número de factores de seguridad parciales que se relacionan con los valores característicos de las variables básicas.

### 3.4 Método de Segundos Momentos

El método de segundos momentos es considerado como un método de nivel 2, que surge debido al hecho de que el cálculo de la probabilidad de falla requiere del conocimiento de las distribuciones de probabilidad de las variables, o de su distribución conjunta, y de que, con frecuencia, estos datos son difíciles de obtener. Aún cuando las distribuciones sean conocidas, la solución de la integral que define la probabilidad de falla (ec. 3.1) es por lo regular complicada.

Muy frecuentemente, la información disponible sólo sirve para calcular los primeros y segundos momentos, conocidos como los valores medios y las varianzas de las variables aleatorias. La confiabilidad puede determinarse a partir de estos parámetros, usando el procedimiento conocido como *formulación de segundos momentos* (Ang y Tang, 1984).

Con el procedimiento de segundos momentos, la confiabilidad puede ser medida como una función de los primeros y segundos momentos de las variables de diseño, la medida de confiabilidad, se le

conoce como *índice de confiabilidad*  $\beta$ . Cuando las formas de las distribuciones son conocidas, la confiabilidad puede ser determinada sobre la base de distribuciones normales equivalentes.

Si se define el margen de seguridad como  $M=R-Q$ , el estado de seguridad queda definido por  $M>0$ , el estado de falla por  $M<0$ , y la frontera entre estos dos estados se denomina *estado límite*, el cual queda definido por  $M=0$ . Al introducir variables reducidas:

$$R'=(R-\mu_R)/\sigma_R, \quad Q'=(Q-\mu_Q)/\sigma_Q \quad (3.4)$$

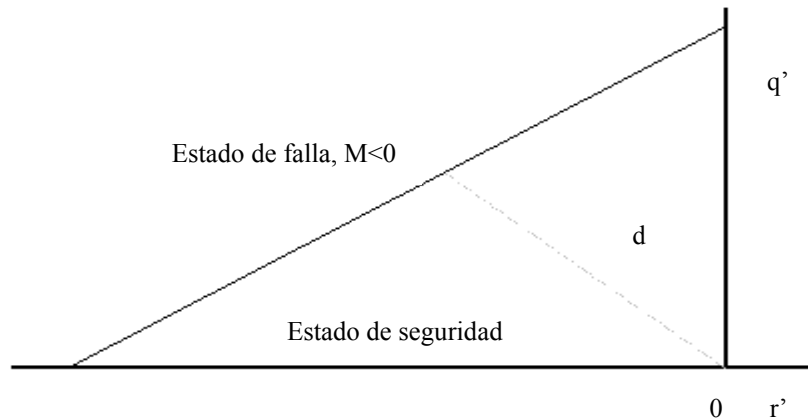
La ecuación de estado límite, en términos de las variables reducidas, queda definida por:

$$\mu_R R' - \sigma_Q Q' + \mu_R + \mu_Q = 0 \quad (3.5)$$

La cual es una línea recta como se muestra en la figura 3.3, la distancia de la superficie de falla al origen es una medida de la confiabilidad, esta distancia está dada por:

$$d = \frac{\mu_R + \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (3.6)$$

Se Puede ver que  $d$  es igual al índice de confiabilidad  $\beta$ .



**FIGURA 3.3. Espacio de las Variables Reducidas**

### 3.4.1 Generalización del problema

Anteriormente la confiabilidad había sido definida para el caso de dos variables (carga y resistencia), sin embargo, las cargas pueden ser divididas en diferentes variables (por ejemplo, sismo, viento, carga muerta, viva, etc.), cada una de las cuales tiene diferentes parámetros estadísticos. En este sentido, una función de comportamiento o función de estado, se define de una forma generalizada de la misma forma que la sección anterior, esto es:

$$g(\mathbf{X})=g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.7)$$

donde  $\mathbf{X}=(X_1, X_2, \dots, X_n)$ , es el vector de variables básicas de diseño. Se puede inferir que la ecuación de estado límite es  $g(\mathbf{X})=0$ , y por lo tanto, la zona de seguridad es  $g(\mathbf{X})>0$ , y la zona de falla se define como  $g(\mathbf{X})<0$ . Geométricamente, la ecuación de estado límite, es una superficie de n-dimensiones denominada “**superficie de falla**”.

En el caso de que las variables no estén correlacionadas (como es el caso que se estudia), es posible introducir variables reducidas a fin de simplificar el problema, dichas variables reducidas son las siguientes:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}; \quad i=1, 2, \dots, n \quad (3.8)$$

Con estas variables reducidas, la ecuación de estado límite queda como sigue:

$$g(\sigma_{X_1} X'_1 + \mu_{X_1}, \dots, \sigma_{X_n} X'_n + \mu_{X_n}) = 0 \quad (3.9)$$

Como ya se vio en la sección anterior para el caso de dos variables, la posición de la superficie de falla con respecto al origen de coordenadas se puede considerar como una medida de la confiabilidad del sistema. Por lo tanto, la posición de la superficie de falla se puede representar como la mínima distancia de ésta al origen de coordenadas. Shinozuka (Ang y Tang, 1984) ha demostrado que el punto sobre la superficie de falla con mínima distancia al origen es el **punto más probable de falla**. De esta manera, desde un sentido práctico, esta distancia mínima puede ser usada como una medida de confiabilidad. Considerando el procedimiento de Shinozuka, la distancia

mínima puede determinarse como sigue. La distancia desde el punto  $X'=(X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$  a la superficie de falla  $g(X)=0$ , es:

$$D = \sqrt{X'^2_1 + \dots + X'^2_n} = (X'^t X')^{1/2}$$

**Minimizar D**

**Sujeto a  $g(X)=0$**

Resolviendo el problema por algún método conocido, como el método de los multiplicadores de Lagrange, la distancia mínima resultante es la siguiente:

$$D_{min} = \beta = \frac{-G^{*t} X'^*}{(G^{*t} G^*)^{1/2}} \quad (3.10)$$

Donde  $G^*$  es el vector gradiente evaluado en el punto más probable de falla  $(x'^*_1, x'^*_2, \dots, x'^*_n)$

$$G = \left( \frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right) \quad \frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \frac{dX_i}{dX'_i} = \sigma_{X_i} \frac{\partial g}{\partial X_i} \quad (3.11)$$

Al sustituir la ec. 3.11 en la 3.10 y realizar operaciones, se puede escribir  $\beta$  de la siguiente forma escalar:

$$\beta = \frac{-\sum_i x'^*_i \left( \frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)_*}{\sqrt{\sum_i \left( \frac{\partial g}{\partial X'_i} \right)^2_*}} \quad (3.12)$$

donde  $(\partial g / \partial X'_i)_*$  quiere decir que las derivadas parciales son evaluadas en  $(x'^*_1, x'^*_2, \dots, x'^*_n)$

Al despejar, el punto más probable sobre la superficie de falla de la ec. 3.10 y darlo en forma escalar, se tiene lo siguiente:

$$x'^*_i = -\alpha^*_i \beta; \quad i=1, 2, \dots, n \quad (3.13)$$

en el cual

$$\alpha_i^* = \frac{\left( \frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*}{\sqrt{\sum_i \left( \frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)_*^2}} \quad (3.14)$$

son los cosenos directores a lo largo de los ejes  $x'_i$ .

### 3.4.2 Funciones de comportamiento lineal

Además de que las funciones de comportamiento lineal tienen una gran utilidad dentro del campo de la confiabilidad estructural, son la base para la aproximación de las funciones de comportamiento no lineal. Una función de comportamiento lineal se puede representar como:

$$g(X) = a_o + \sum_i a_i X_i \quad (3.15)$$

Al introducir las variables reducidas, la ecuación de estado límite es:

$$a_o + \sum_i a_i (\sigma_{X_i} X_i' + \mu_{X_i}) = 0 \quad (3.16)$$

La distancia de la superficie de falla al origen de las variables reducidas queda como:

$$\beta = \frac{a_o + \sum_i a_i \mu_{X_i}}{\sqrt{\sum_i (a_i \sigma_{X_i})^2}} \quad (3.17)$$

### 3.4.3 Distribuciones normales equivalentes

Si las distribuciones de las variables aleatorias que intervienen en el problema son no-normales, la confiabilidad puede ser evaluada usando distribuciones normales equivalentes. Dichas distribuciones equivalentes pueden ser obtenidas a partir de la distribución de Rosenblatt (Ang y Tang, 1984).

Para una sola variable, la distribución normal equivalente de una variable no-normal se obtiene de tal manera que la distribución de probabilidad acumulada así como la ordenada de la distribución de densidad de la distribución normal equivalente sean iguales a aquellas de las correspondientes no-normales en los correspondientes puntos  $x_i^*$  sobre la superficie de falla. Las distribuciones de probabilidades acumuladas para los dos casos quedan como sigue:

$$\Phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = F_{X_i}(x_i^*) \quad (3.18)$$

donde:

$\mu_{X_i}^N, \sigma_{X_i}^N$  = son la media y desviación estándar de las distribuciones normales equivalentes.

$F_{X_i}(x_i^*)$  = es la función de distribución acumulada de  $X_i$  original evaluada en  $x_i^*$ .

Al despejar la media de la distribución equivalente de la ec. 3.18 se obtiene lo siguiente:

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \sigma_{X_i}^N \left( \Phi^{-1} \left[ F_{X_i}(x_i^*) \right] \right) \quad (3.19)$$

Al igualar las ordenadas de las distribuciones de probabilidad de masa para los dos casos se tiene:

$$\frac{1}{\sigma_{X_i}^N} \phi\left(\frac{x_i^* - \mu_{X_i}^N}{\sigma_{X_i}^N}\right) = f_{X_i}(x_i^*) \quad (3.20)$$

donde  $\phi(\ )$  es la función de densidad de probabilidad normal estándar; al despejar la desviación estándar equivalente de la ec. 3.20 se obtiene:

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\left\{\Phi^{-1}\left[F_{X_i}(x_i^*)\right]\right\}}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (3.21)$$

Es importante mencionar que el índice de confiabilidad  $\beta$ , tiene el inconveniente que no está definido como una función en el tiempo, y por lo tanto no puede tomar en cuenta las variaciones estocásticas de los parámetros que se consideran en el análisis estructural. Esto surge debido a que



el método de confiabilidad de nivel 2 se aplica a combinaciones de cargas a las cuales se le han hecho las siguientes hipótesis:

- Para cada carga variando en el tiempo, la vida de diseño  $T$  puede ser dividida en un número tal de intervalos de tiempo de manera que los valores máximos de carga en intervalos de tiempo consecutivos puedan ser considerados independientes.
- Cada carga permanece constante en su valor máximo dentro de su propio intervalo de tiempo.

#### **3.4.4 Algoritmo para encontrar el índice de confiabilidad, $\beta$ y los factores de carga y resistencia**

Una vez que se explicó la metodología, a continuación se resume el algoritmo utilizado para encontrar el índice de confiabilidad,  $\beta$  y los factores de carga y resistencia utilizando un método de segundos momentos teniendo una ecuación de estado límite lineal como la que se utilizará en este trabajo. El algoritmo que se empleó para obtener el índice de confiabilidad,  $\beta$  es el siguiente:

1. Calcular la media y desviación estándar equivalente  $\mu_X^N$  y  $\sigma_X^N$  (ecs. 3.19 y 3.21).
2. Considerar que los puntos iniciales de falla son iguales a los valores medios,  $x^* = \mu_X^N$ .
3. Determinar las derivadas parciales,  $(\partial g / \partial X_i')$ .
4. Calcular los cosenos directores (ec. 3.14).
5. Obtener el índice de confiabilidad (ec. 3.17).
6. Calcular el nuevo punto de falla (ec. 3.13).
7. Repetir los pasos del 3 al 6 hasta que el valor de  $\beta$  se estabilice.

Un procedimiento similar se empleó para obtener los factores de carga y resistencia, como se resume a continuación:

1. Realizar los pasos del 1 al 4 para calcular el índice de confiabilidad,  $\beta$ .
5. Calcular el valor medio de la resistencia tal que la función de estado límite,  $g$  sea igual a cero evaluada en los valores medios de las variables.
6. Calcular el nuevo punto de falla (ec. 3.13).
7. Repetir los pasos del 1 al 6 hasta que el valor de  $x^*$  se estabilice.
8. Calcular los factores parciales mediante:  $\gamma_i = x_i^* / X_n$ .

### 3.5 Métodos de confiabilidad de nivel 1

Los métodos de confiabilidad de nivel 1 requieren que las variables sean separadas en acciones y resistencias. Entonces el comportamiento satisfactorio de la estructura es expresado mediante la siguiente desigualdad:

$$\phi_i \sum R_k \geq \gamma_i \sum Q_k \quad (3.22)$$

en el cual,  $\phi_i$  y  $\gamma_i$  son los llamados factores de seguridad parciales para resistencias y cargas respectivamente y  $R_k$  y  $Q_k$  son los valores característicos de las correspondientes resistencias y cargas. Los valores característicos son definidos como un cierto percentil de la variable.

El formato presentado en la ec. 3.22 es el que usualmente se usa en los códigos de diseño actuales. Por lo tanto, puede decirse que los diseñadores utilizan un procedimiento de nivel 1, que tienen la ventaja de su sencillez, sin embargo, para la obtención de los factores parciales de seguridad, en los cuales se refleja la seguridad que se le dará a la estructura, se utiliza un procedimiento de segundo nivel.

Con frecuencia, los factores parciales son aplicados a los valores nominales de las variables. El criterio de falla general dado por  $g(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0$  puede ser reemplazado por la ecuación siguiente:

$$g(\gamma_1 X_{n_1}, \gamma_2 X_{n_2}, \dots, \gamma_m X_{n_m}) = 0 \quad (3.23)$$

Para objetivos de diseño, los factores  $\gamma_i = x_i^*/X_{ni}$ ,  $i=1, 2, \dots, m$  son factores de seguridad parciales correspondientes a un índice de confiabilidad  $\beta$  dado y  $X_{ni}$  son los valores nominales de las cargas y resistencias que están especificados en normas.

Por lo tanto, el procedimiento de encontrar los factores parciales, se reduce a encontrar el punto más probable de falla  $x_i^*$ , el cual puede ser encontrado mediante un procedimiento de segundos momentos como se describió en la sección anterior.

### 3.6 Combinaciones de carga

La mayoría de las cargas en las estructuras varían con el tiempo. Estrictamente, las combinaciones de carga deben ser tratadas aplicando la teoría de los procesos estocásticos, la cual toma en cuenta la variación de las cargas con el tiempo (Ellingwood et al, 1980).

Las variaciones de los efectos de las cargas sobre los elementos estructurales dependen principalmente del tipo de carga, por ejemplo, las cargas permanentes, como la carga muerta, permanecen casi sin cambio en el tiempo. Por otro lado la carga viva ocupacional tiene cambios en tiempos relativamente cortos, pero entre cambios permanece relativamente constante, incluso, puede permanecer ausente en ciertos periodos. Las cargas transitorias son por lo regular poco frecuentes y de corta duración con respecto a las permanentes y ocupacionales por lo que se modelan como impulsos.

Cuando más de una carga variando en el tiempo actúa sobre una estructura, es poco probable de que todas tengan su valor máximo al mismo tiempo. Por lo tanto, un componente estructural deberá ser diseñado para una carga total que sea inferior a la suma de los máximos de las cargas.

Para un análisis de confiabilidad práctico, es recomendable trabajar con variables aleatorias más que con procesos aleatorios. Para esto, se considera que para cada carga variando en el tiempo  $X_i$ , la vida útil de la estructura  $T$  puede ser dividida en intervalos de tiempo  $\tau$ , de tal manera que el valor de la carga es constante en el intervalo de tiempo y los valores de las cargas en sucesivos intervalos de tiempo son estadísticamente independientes. Las historias de carga se ordenan en intervalos de tiempo decrecientes, por lo tanto, el valor máximo de  $X_i$  con el intervalo de tiempo  $\tau_{i-1}$  está dado por:

$$F_{m\acute{a}x}(x) = F_i(x)^{r_i} = [1 - p_i(1 - F_i(x))]^{r_i} \quad (3.24)$$

en el cual  $r_i = \tau_{i-1} / \tau_i$ ,  $F_i$  es la distribución de  $X_i$  con el intervalo  $\tau_i$ ,  $p_i$  es la probabilidad de que  $X_i$  tome un valor diferente de cero en el intervalo de tiempo.

Debido a que esto representa un procedimiento complejo para la combinación de cargas, hay dificultades en su uso. La hipótesis de que cada valor máximo de la carga permanece constante es conservadora a menos que se escojan intervalos de tiempo lo razonablemente cortos. Un

inconveniente más grande es que no existe información disponible para  $p_i$  y  $r_i$ , por lo tanto deberán de obtenerse mediante simulaciones. Los criterios de seguridad son muy sensitivos a estos parámetros.

Un método alternativo para la combinación de cargas es el uso de la *regla de Turkstra* (Ellingwood et al, 1980). Esta regla dice que el máximo de una combinación de efectos de cargas ocurrirá cuando una de las cargas esté en su valor máximo mientras que las otras se consideran que se encuentran en sus valores instantáneos. Es decir:

$$Z(t) = X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t) \quad (3.25)$$

Entonces el valor máximo de  $Z$  está dado por:

$$Z_{\max} = \max_i \left[ \max_T X_i(t) + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}} X_j(t) \right] \quad (3.26)$$

Si existen  $n$  cargas variando en el tiempo, es necesario considerar  $n$  distintas combinaciones de carga para calcular la confiabilidad asociada. Esto puede tener el problema de ser poco conservador cuando existe una alta probabilidad de que el máximo de dos eventos ocurra de manera conjunta. Sin embargo, investigaciones al respecto señalan que la regla de Turkstra da una buena aproximación en muchos casos. Este modelo es el que se ha usado en muchos códigos de diseño, tales como el código para puentes de Ontario (Nowak, 1993). En los capítulos siguientes se propondrán las combinaciones de carga que se consideren relevantes, pero en todos los casos se aplicará la regla de Turkstra.

## 4. MÉTODOS PARA LA CALIBRACIÓN DE CÓDIGOS DE PUENTES

### 4.1 Generalidades

Un código de diseño estructural es el estado de arte en el tema expresado en términos sencillos y prácticos para su fácil aplicación por parte de los diseñadores o las autoridades que lo controlan (Augusti et al, 1984). Tales códigos han sido desarrollados durante los últimos 40 a 50 años, y diferentes comités han obtenido, sin alguna base común, diferentes códigos para los varios materiales, tipos de construcción o cargas. Por esto resulta difícil comparar diferentes alternativas de diseño al existir diferentes niveles de seguridad entre los códigos.

Varios procedimientos pueden ser usados para la calibración de un código de diseño. Los códigos pueden ser calibrados usando el juicio común, ajustándolo a otros códigos, usando la teoría de la confiabilidad, o mediante una combinación de estos procedimientos.

La calibración usando el juicio común fue el primer procedimiento usado para la obtención de los parámetros del código. Si el comportamiento de las estructuras diseñadas con este código era el adecuado después de muchos años, los valores de los parámetros eran considerados como correctos. Una desventaja de este procedimiento es que no es posible asegurar niveles de seguridad uniformes para diferentes situaciones de diseño. Sin embargo, en los códigos que usaron este procedimiento se tomaba una alta seguridad, por lo que no era necesario cambiar los parámetros.

La calibración por ajuste era usada cuando existía un cambio radical en las filosofías de diseño o en el formato de código. En este procedimiento, los valores de los parámetros se ajustaban de tal manera que los diseños que se obtuvieran con este código fueran parecidos a los obtenidos con el código anterior. El objetivo principal de este tipo de calibración fue transferir la experiencia del viejo al nuevo código. La desventaja principal de este procedimiento de calibración es que el ajuste no da necesariamente márgenes de seguridad más uniformes para todos los diseños.

Un código puede también ser calibrado usando la teoría de la confiabilidad. Los procesos necesarios para obtener los valores de los parámetros del código a calibrar se obtienen mediante los siguientes pasos (Barker y Puckett, 1997):

- a) Agrupar la base de datos estadística para las cargas y resistencias.
- b) Estimar el nivel de confiabilidad en los métodos de diseño actuales.
- c) Observar la variación de los niveles de confiabilidad con diferentes situaciones de diseño, relación de cargas, combinaciones de carga, tipos de estructuras, métodos para calcular la resistencia, etc.
- d) Seleccionar un índice de confiabilidad objetivo basado en el margen de seguridad de los diseños existentes.
- e) Determinar los factores de carga y resistencia que sean consistentes con el índice de confiabilidad objetivo seleccionado.

## 4.2 Antecedentes

A través del tiempo, los códigos han variado en diferentes partes, a continuación se menciona el proceso de calibración que han seguido algunos de los principales códigos para puentes.

### 4.2.1 Calibración del código para puentes de Ontario (OHBD)

Este código fue calibrado en su parte de cargas viva vehiculares por A. S. Nowak en 1979. El código utiliza un formato de nivel 1, es decir basado en factores de carga y resistencia. El método para la obtención de los factores parciales utiliza la experiencia, donde es posible, y un procedimiento de confiabilidad de segundos momentos donde sea conveniente. La calibración fue llevada a cabo para puentes de concreto presforzado y de acero. El formato de la ecuación de diseño adoptado por el código OHBD es:

$$\phi R_n = S_n \tag{4.1}$$

en el cual  $R_n$  es la resistencia nominal,  $\phi$  es el factor de resistencia y  $S_n$  es el efecto de la carga total factorizada. En este caso  $S_n$  es considerada como la suma de seis componentes de carga, los cuales son:

$$S = \alpha_1 D_1 + \alpha_2 D_2 + \alpha_3 D_3 + \alpha_L D_L + \alpha_{PS} D_{PS} \tag{4.2}$$

en el cual  $D_1$  es el efecto de la carga muerta de componentes estructurales hechos en fábrica,  $D_2$  es el efecto de la carga muerta debido a otros componentes estructurales y no estructurales, excepto la

provocada por la superficie de asfalto,  $D_3$  es el efecto de la carga muerta provocado por la superficie de asfalto,  $L$  es el efecto de la carga viva nominal,  $I$  es el factor de impacto nominal,  $P_s$  es el efecto del presfuerzo nominal, y  $\alpha_1, \dots, \alpha_{PS}$  son los correspondientes factores de carga parciales.

Los factores parciales son calculados para dos estados límites principales los cuales son el estado límite de servicio y el estado límite último.

El objetivo de esta calibración fue conocer los factores de carga y resistencia con el fin de proveer un determinado nivel de seguridad en los estados límites considerados. En el estado límite último se consideró un índice de confiabilidad objetivo de 3.5 y en el de servicio un  $\beta_o$  de 1.

Los cálculos fueron realizados para situaciones de diseño que tomaran en cuenta la carga muerta, la viva, el impacto y los efectos del presfuerzo.

Después de haber realizado la calibración, los factores de carga y resistencia para el estado límite último resultaron los siguientes:

**TABLA 4.1. Factores de Carga para el Estado Límite Último**

ELU	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_L$	$\alpha_I$	$\alpha_{PS}$	
<b>Factor de carga</b>	1.10	1.20	1.50	1.40	1.40	1.05	0.90

**TABLA 4.2. Factores de Resistencia para el Estado Límite Último**

Estado Límite Último (ELU)	Factor de resistencia
Vigas de acero compuestas a flexión y cortante	0.90
Concreto presforzado a flexión	0.85
Concreto presforzado a cortante	0.65

Las siguientes conclusiones pueden ser hechas a partir de lo presentado:

- ❑ Los factores de carga y resistencia reducen la aleatoriedad en los índices de confiabilidad.
- ❑ La resistencia requerida en el estado límite último es 10 % menor comparada con la de los puentes existentes.

#### 4.2.2 Calibración del código para puentes AASHTO LRFD (1994)

La calibración del código AASHTO para su nueva versión de factores de carga y resistencia fue realizada por Nowak (1995). La calibración que él realizó consistió en la determinación de factores de cargas y resistencias para puentes en los cuales la carga viva vehicular domina sobre las otras cargas. Para realizar este proceso de calibración, Nowak siguió una serie de pasos similares a los listados anteriormente. A continuación se describe el procedimiento que él usó.

1. Selección de puentes representativos en los Estados Unidos, tratando de cubrir diferentes tipos de materiales, claros, así como futuras tendencias. Para cada puente se calcularon los efectos provocados por las cargas en sus diferentes componentes así como las resistencias de estos.
2. Determinar bases de datos estadísticas para las cargas y resistencias. Para esto fue necesario realizar mediciones de aforos vehiculares, para conocer la carga viva que están soportando los puentes. Debido a su complejidad, sólo se realizaron pocas pruebas sobre la parte dinámica de la carga viva, por lo que se requirió realizar simulaciones para obtener los datos estadísticos de esta variable.
3. Desarrollo de modelos de carga y resistencia. Las resistencias y las cargas fueron tratadas como variables aleatorias. Sus variaciones fueron descritas por sus funciones de distribución acumuladas (CDF). En el modelo de carga viva se tomó en cuenta el factor de múltiple presencia, ya sea en un carril o en carriles adjuntos. También se calcularon los factores de reducción para múltiples carriles. La parte dinámica de la carga viva se simuló con el paso de uno y dos camiones. Se desarrollaron modelos de resistencia para vigas de puente. La variación de la resistencia última fue determinada mediante simulaciones.
4. Desarrollo de un procedimiento de análisis de confiabilidad. Para obtener la seguridad de los puentes se empleó un procedimiento basado en la teoría de confiabilidad. La seguridad fue medida mediante el índice de confiabilidad  $\beta$ , el cual fue obtenido mediante un procedimiento iterativo.
5. Selección de un índice de confiabilidad objetivo. Se obtuvieron los índices de confiabilidad de los puentes existentes a fin de conocer la seguridad que se le ha venido dando a estas estructuras. Con base en lo anterior se fijó un índice de confiabilidad objetivo,  $\beta_0$ .
6. Realizar el cálculo de los factores de carga y resistencia. Factores de carga y resistencia fueron obtenidos de tal manera que la seguridad de los diseños correspondientes a estos factores se encontrasen lo más cerca del índice de confiabilidad objetivo.



Nowak propuso un nuevo modelo de carga viva en la obtención de los factores de carga y resistencia debido a dos razones principales: uniformar la relación de valores medios y nominales para claros cortos y medianos de puente y obtener efectos de la carga viva nominal semejantes a los obtenidos por el tránsito que circula sobre los puentes. Fue de esta manera como se propuso el modelo de carga viva HL93 que resulta de la combinación de un camión (HS20) o de un eje tándem con una carga uniforme, seleccionándose el que produzca los máximos efectos.

En el procedimiento de calibración realizado a las normas AASHTO fue necesario utilizar un factor de distribución a vigas (GDF) que fuera más exacto al utilizado hasta entonces y que sólo dependía de la separación entre vigas. El autor adoptó los GDF propuestos por Zokaie et al (1991), los cuales además de depender de la separación entre vigas, dependen también de la longitud del claro.

La carga dinámica fue anteriormente definida como función del claro. Sin embargo, se ha visto que la carga dinámica depende de otros factores como son la rugosidad de la superficie, y de las propiedades dinámicas del puente y del vehículo (Hwang y Nowak, 1991). La derivación de una fórmula que tome en cuenta todos estos factores ha resultado hasta ahora poco práctica. Por lo tanto, basados en mediciones de campo, en la nueva norma AASHTO se propuso un factor de carga dinámica de 0.33.

En la obtención de los factores de carga y resistencia, Nowak propuso un índice de confiabilidad objetivo  $\beta_o$ , de 3.5 obtenido después de haber medido la seguridad de los puentes diseñados con la norma AASHTO de 1992. En la tabla siguiente se resumen los factores de carga y resistencia obtenidos:

**TABLA 4.3. Factores de Carga Propuestos para el Nuevo Código AASHTO**

<b>Efecto de la Carga</b>	<b>Factor de Carga</b>
Carga muerta (DC)	1.25
Carga muerta debido al asfalto (DW)	1.50
Carga viva (LL)	1.6-1.7

**TABLA 4.4. Factores de Resistencia Propuestos para el Nuevo Código AASHTO**

Resistencia		Factor de Resistencia
Vigas de acero.	Momento	0.95
	Cortante	0.95
Concreto presforzado	Momento	1.00
	Cortante	0.85
Concreto reforzado	Momento	0.90
	Cortante	0.85

Otra calibración al código AASHTO fue propuesta por Ghosn y Moses (1985). En esta referencia los autores utilizaron un método de convolución para obtener los efectos máximos sobre el puente debido a que consideran que resulta más exacto que una simulación de Monte Carlo y permite concentrar los cálculos en la zona más crítica. En su análisis consideran que 20 % de los camiones son sencillos y los restantes son semitrailers. Una vez obtenidos los efectos máximos los extrapolan a 50 años. Con base en los resultados de la convolución, propusieron la siguiente fórmula:

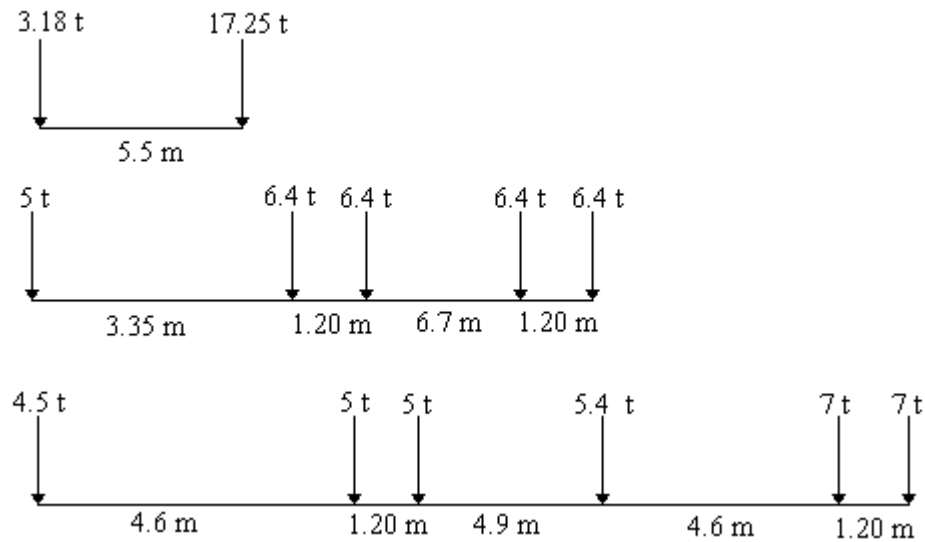
$$M=am(HW_{95})igGr \quad (4.3)$$

Donde  $M$  es el efecto máximo de la carga viva,  $a$  es el coeficiente de influencia,  $W_{95}$  es el peso total de camión en un percentil 95,  $m$  es un coeficiente que toma en cuenta la configuración del camión,  $H$  es un factor que toma en cuenta la ocurrencia lado a lado de camiones pesados,  $i$  es el factor de impacto,  $g$  es el factor de distribución a vigas y  $Gr$  es un factor de crecimiento. Todas las variables fueron consideradas como aleatorias, excepto  $a$ .

Con base en lo anterior calcularon índices de confiabilidad de puentes diseñados con la norma AASHTO (1983) por esfuerzos permisibles, por factores de carga y considerando un modelo de carga viva HS-25. Se consideró que todas las variables tenían distribuciones log-normales y el volumen de tránsito promedio era de 2000 camiones al día.

Los resultados obtenidos mostraron para el diseño por esfuerzos permisibles un  $\beta$  máximo de 4.33 para un claro de 60 m y un mínimo de 2.38 para claros de 9 m. Por factores de carga el índice de confiabilidad máximo resultó de 3.70 para 18 m y el mínimo de 2.56 para 9 m. El diseño por factores de carga utilizando el modelo HS-25 dio un valor máximo de 4.82 para 18 m y un mínimo de 3.41 para 9 m. Amplias variaciones fueron encontradas en todos los casos, por lo que recomiendan cambiar la fórmula de carga viva y revisar los factores de carga para obtener índices de confiabilidad más uniformes.

El nuevo modelo de carga viva que propusieron consta de tres tipos de vehículos como se muestran en la figura 4.1.



**FIGURA 4.1. Vehículos de Diseño Propuestos**

El índice de confiabilidad objetivo  $\beta_0$  fue de 3.5 basado en el promedio de los índices de confiabilidad obtenidos por el diseño por esfuerzos permisibles y por factores de carga. Los factores de carga y resistencia que obtuvieron se muestran a continuación:

$$0.9R \geq 1.30D + 2.35(L' + I') \quad (4.4)$$

donde  $R$  es la resistencia nominal de la viga,  $D$  es el efecto de la carga muerta nominal, y  $L'$  es el efecto máximo provocado por alguno de los tres vehículos mostrados en la figura 4.1.

## 5. OBTENCIÓN DE LOS EFECTOS MÁXIMOS DE LAS CARGAS VIVAS VEHICULARES

### 5.1 Generalidades.

En México, desde hace un buen tiempo, han existido normas que regulan los pesos y dimensiones de los camiones que circulan en las carreteras nacionales (SCT, 1980, 84 y 97), sin embargo, estas cargas no fueron definidas para regular la carga en puentes, sino más bien en las carreteras. Por lo tanto, desde un punto de vista práctico, estas cargas no pueden ser consideradas como un modelo de carga viva en puentes. La norma actual sobre pesos y dimensiones (SCT, 1997) señala que los pesos totales y por eje están supeditados por la resistencia de los puentes, lo cual es ambiguo, pues estas resistencias no se conocen y pueden calcularse bajo diferentes criterios que no necesariamente conducen al mismo resultado. Además en los últimos años, se ha comprobado que un gran porcentaje de los camiones no respetan los pesos permisibles (Fernández, 1997, Barousse, 1997), lo cual hace más grave el problema, pues, por sí, dichos pesos permisibles tienen valores mucho mayores al peso del modelo de carga viva HS20, el cual ha sido adoptado en México. Por lo tanto, resulta interesante conocer cuáles son los efectos máximos que provoca el tránsito nacional y si estos efectos pueden ser soportados con la seguridad deseada por los puentes.

A fin de conocer cuáles son los efectos que producen los camiones sobre los puentes nacionales se realizó una simulación de las condiciones de tránsito que existen en las principales carreteras. Para esto, se cuenta con una base de datos de pesos y dimensiones de camiones obtenida de un aforo realizado por el IMT en 1993. Dicho aforo abarcó las principales carreteras nacionales y se puede considerar representativo de las condiciones de tránsito en la República Mexicana. Posteriormente, se calcularon los efectos máximos que provoca el tránsito en los puentes mexicanos. El lector se preguntará el porque se está interesado en los efectos máximos más que en los efectos promedios. Esto es debido a la combinación de cargas adoptada, la cual dice que la combinación más desfavorable será aquella en la que la carga viva tome su valor máximo, mientras que las demás variables toman sus valores promedios durante la vida útil del puente (Ellingwood et al, 1980).

## **5.2 Efectos provocados por el tránsito de camiones en puentes**

A fin de conocer el efecto que produce la carga viva sobre los puentes, se realizó un proceso de simulación de paso de vehículos sobre un puente simplemente apoyado con claros entre 6 y 60 m. A partir de los estudios realizados por la SCT y el IMT se puede concluir que los camiones que más transitan por las carreteras nacionales son los: C2, C3, T3-S2, T3-S3, T3-S2-R4 (IMT, 1995). Estas cinco clases de camiones representan cerca del 98% del tránsito nacional, y por tanto son los que se usaron en el análisis.

Para la obtención de los efectos máximos se utilizó una base de datos de camiones obtenida de los aforos realizados por el IMT en el año de 1993. Se hizo una simulación del tránsito que se espera pase por un puente en México (Fernández, 1997), dicha simulación consistió en generar números aleatorios para dos variables con distribuciones de probabilidad definidas, estas variables representarían un camión de la base de datos o un automóvil con características definidas de antemano, de esta manera se definieron 4 casos que se describen a continuación:

**CASO 1.** Simulación del paso de un vehículo.

**CASO 2.** Simulación del paso de dos vehículos en movimiento.

**CASO 3.** Simulación de dos vehículos con velocidad aproximadamente nula.

**CASO 4.** Simulación de tres vehículos con velocidad aproximadamente nula.

Para la simulación del paso de dos o más vehículos, se calculó la separación entre ellos. Para los casos 1 y 2 se propuso que los vehículos circulaban a una velocidad constante de 80 km/h, se realizó un análisis estadístico a fin de determinar la mínima distancia que guardarían con seguridad los conductores (Kell, 1962). Se seleccionó una distribución de probabilidad compuesta para la distancia entre vehículos. En este tipo de distribución, el flujo de vehículos se dividió en dos grupos: vehículos que circulan libremente sin ser influenciados por ningún vehículo enfrente de ellos los cuáles se llamaron como vehículos en flujo libre y vehículos que viajan restringidos por un vehículo enfrente de ellos y se denominaron como vehículos restringidos. Cada uno de estos grupos de vehículos tiene un valor medio y se le asigna una distribución de Poisson. Por lo tanto, la distribución total es la suma de las distribuciones de los dos grupos. La ecuación de la distribución compuesta es la siguiente:

$$p(h \geq t) = (1 - \alpha)e^{-\frac{t-\lambda}{T_1-\lambda}} + \alpha e^{-\frac{t-\tau}{T_2-\tau}} \quad (5.1)$$

en el cual:

$p(h > t)$  es la probabilidad de que la distancia entre vehículos sea mayor que o igual al tiempo  $t$ .

$\alpha$  es el porcentaje de vehículos restringidos.

$(1-\alpha)$  es el porcentaje de vehículos en flujo libre.

$T_1$  es el intervalo promedio de vehículos restringidos.

$T_2$  es el intervalo promedio de vehículos en flujo libre.

$\lambda$  es el intervalo mínimo de vehículos en flujo libre.

$\tau$  es el intervalo mínimo de vehículos restringidos.

En la ec. 5.1 existen 5 variables ( $t, \lambda, \tau, T_1, T_2$ ) las cuales son función del volumen de tráfico. Es posible reducir el número de incógnitas a 4 al transformar la ec. 5.1 en:

$$p(h \geq t) = e^{-\frac{t}{K_1}} + e^{-\frac{t}{K_2}} \quad (5.2)$$

en el cual

$$a = \frac{\lambda}{T_1 - \lambda} + \ln(1 - \alpha)$$

$$c = \frac{\tau}{T_2 - \tau} + \ln \alpha$$

$$K_1 = T_1 - \lambda$$

$$K_2 = T_2 - \tau$$

Para calcular las 4 variables, se utilizan las siguientes ecuaciones (Kell, 1962):

$$K_1 = e^{8.48 - 1.024 \ln V} \quad (5.3)$$

$$a = -0.046 - 0.000448V \quad (5.4)$$

$$K_2 = 2.659 - 0.0012V \quad (5.5)$$

$$\left[ e^{-10.503 + 2.829 \ln V - 0.173(\ln V)^2} \right] - 2 \quad (5.6)$$

Se recomienda que  $\lambda$  y  $\tau$  se encuentren entre los siguientes valores, debido a que las fórmulas anteriores fueron obtenidas dentro de estos rangos:

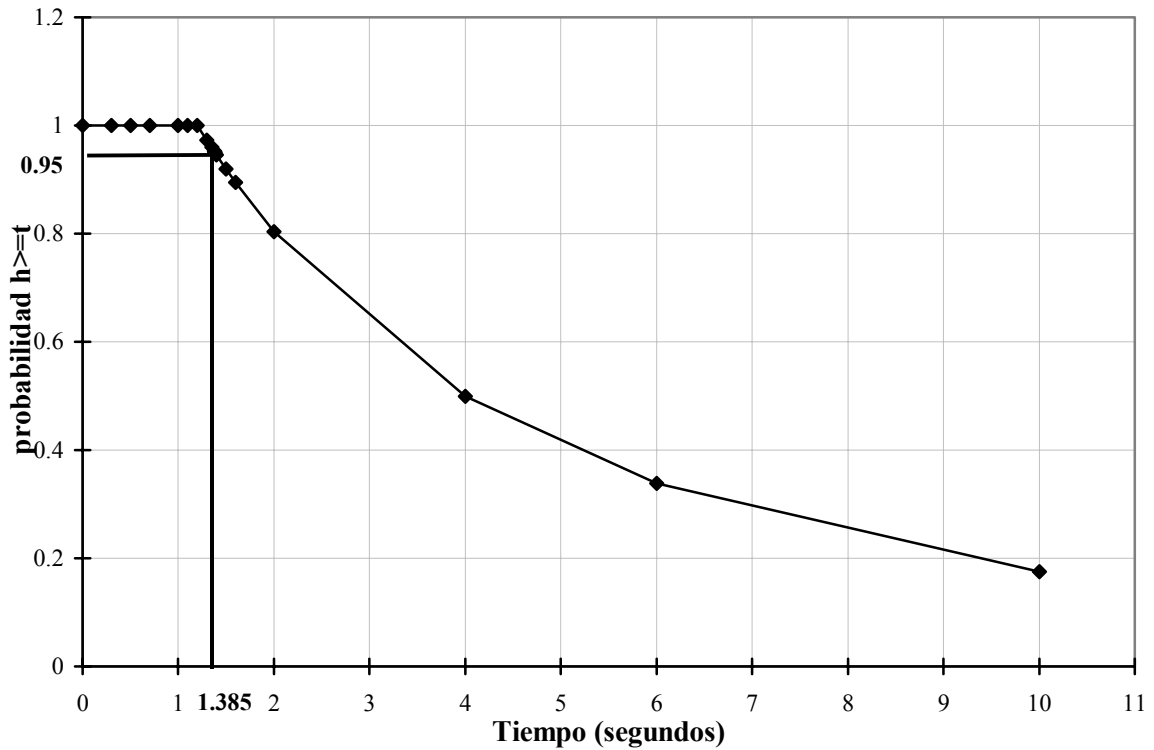
$$0.9 < \lambda < 1.0$$

$$1.20 < \tau < 1.36$$

En el análisis realizado se propuso un volumen de tránsito por carril de 600 vehículos/hora, el cual representa un tráfico pesado. Se consideró un valor de  $\tau$  igual a 1.35. Con estos valores se obtuvieron los siguientes parámetros:

$$K_1=6.89; \quad K_2=1.9; \quad a=-0.31; \quad c=-0.33; \quad \lambda=0.90; \quad \alpha=0.36$$

En la figura 5.1 se observa la distribución de distancia entre vehículos. Con fines prácticos, se escoge una distancia de separación mínima en la cual se considera que el 95% de los conductores guardan una distancia mayor a la propuesta.



**FIGURA 5.1 Distribución de Probabilidad para la Distancia entre Vehículos**

Un tiempo de 1.385 s que representa 30.8 m es la distancia entre vehículos que se considera para vehículos en movimiento (figura 5.1). Al considerar el vuelo de los vehículos se propone finalmente una distancia de 33 m.

Para los casos 3 y 4 que simulan un congestionamiento vial se propuso una separación de 4 m. Para realizar los cálculos correspondientes a cada caso se tuvo que recurrir a un programa de computadora realizado en lenguaje FORTRAN (Fernández, 1997), el cual calcula los momentos y cortantes máximos que genera el paso de un camión por un puente simplemente apoyado de claro L. Dicho programa se basa en las siguientes características simplificadoras que permiten obtener de una manera rápida los efectos máximos:

- 1) Los momentos máximos generados por diferentes cargas puntuales ocurre donde el cortante cambia de signo.
- 2) El cortante cambia de signo en donde se aplica una carga puntual.
- 3) La carga puntual que realiza el cambio de signo y la resultante de las fuerzas que actúan sobre el claro se encuentran equidistantes del centro del claro.
- 4) Los cortantes máximos se obtienen en los apoyos.

Como se mencionó anteriormente las simulaciones se realizaron para claros cortos y medianos, específicamente se escogieron los siguientes claros: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 24, 28, 32, 36, 40, 44, 48, 52, 56, 60. A continuación se describe con detalle cada una de los casos.

### **Caso 1**

En este caso sólo se usaron los camiones más pesados de la base de datos debido a que estos son los que provocan los máximos efectos. Los camiones más pesados son los T3-S3 y los T3-S2-R4. El número de camiones considerados para este caso fue de 9396. Es decir, para cada uno de los claros considerados (18 en total) se obtuvieron 9396 momentos y cortantes.

### **Caso 2**

En el caso 2 se consideraron todos los camiones aforados. Debido a que los autos no fueron tomados en cuenta en los aforos y debido a que se buscaba simular una condición de tráfico real sobre el puente. Se consideró tomar un vehículo tipo que tendría un peso por eje de 875 kg y por tanto un peso total de 1750 kg con una distancia entre ejes de 250 cm. A través de innumerables aforos Reyes y Cárdenas (1994) han propuesto que para la República Mexicana, en forma general, de cada 10 vehículos 3 son camiones y 7 son autos. A partir de esta probabilidad discreta se generaron números aleatorios en donde se tomó 1 como camión, cuyas características se definirían

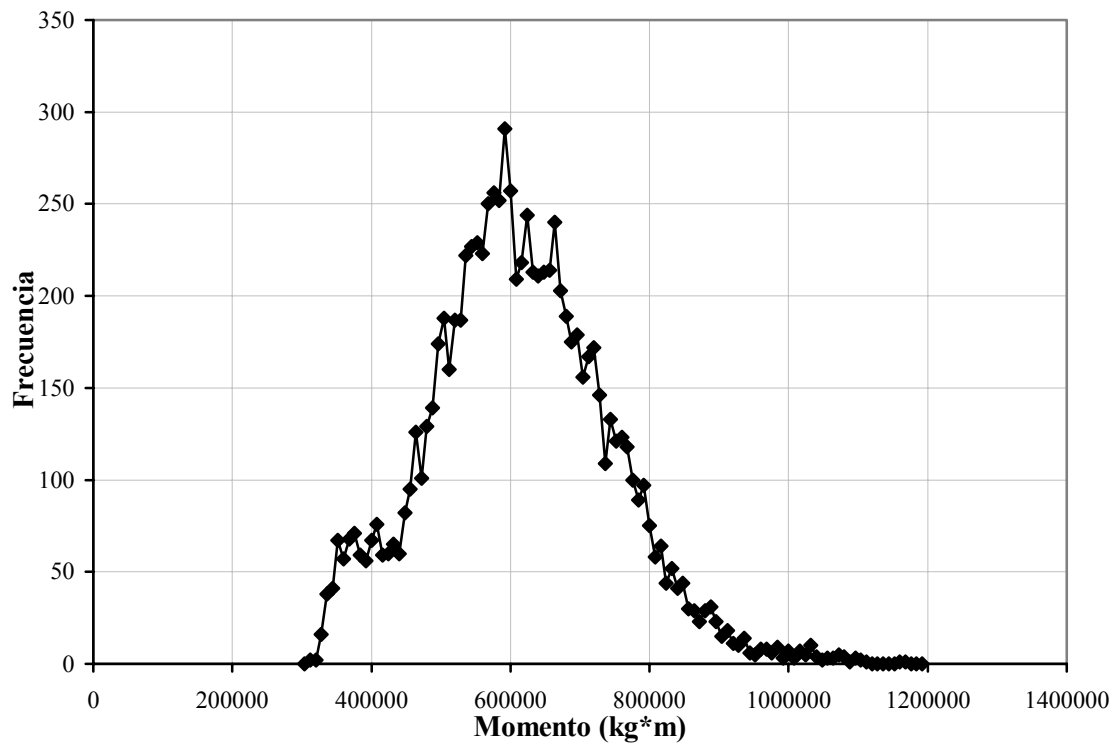


de la base de datos y 0 como auto cuyas características ya se definieron anteriormente. La separación entre vehículos considerada fue de 33 m.

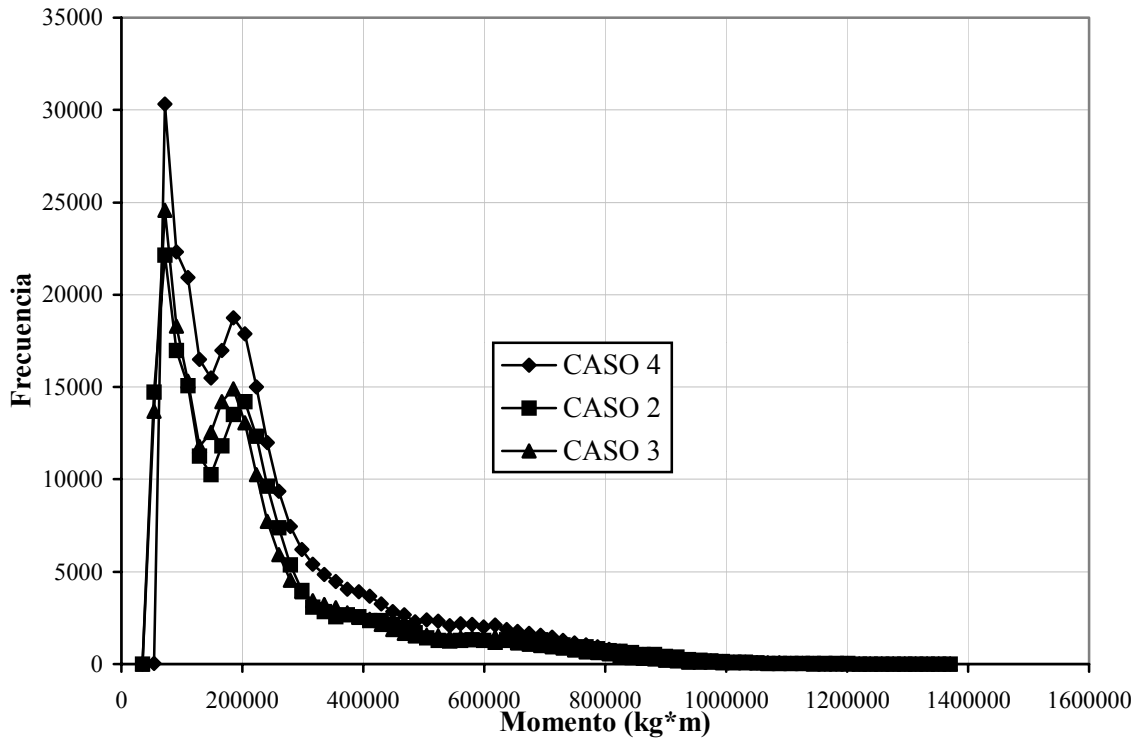
### Casos 3 y 4

Estos casos tienen características similares al caso 2, con la diferencia de que la distancia entre los vehículos cambia de 33 m a 4 m. Además, en el caso 4 se consideran tres vehículos.

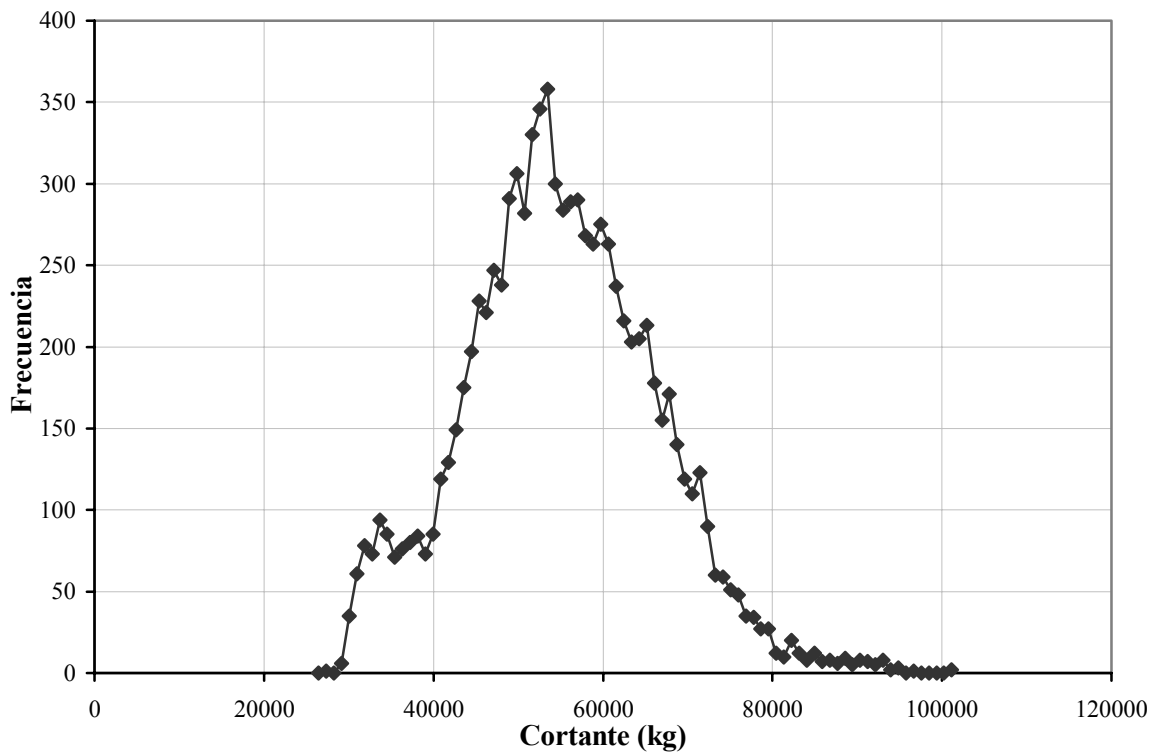
En las figuras siguientes se muestran los resultados obtenidos con cada una de los casos anteriores.



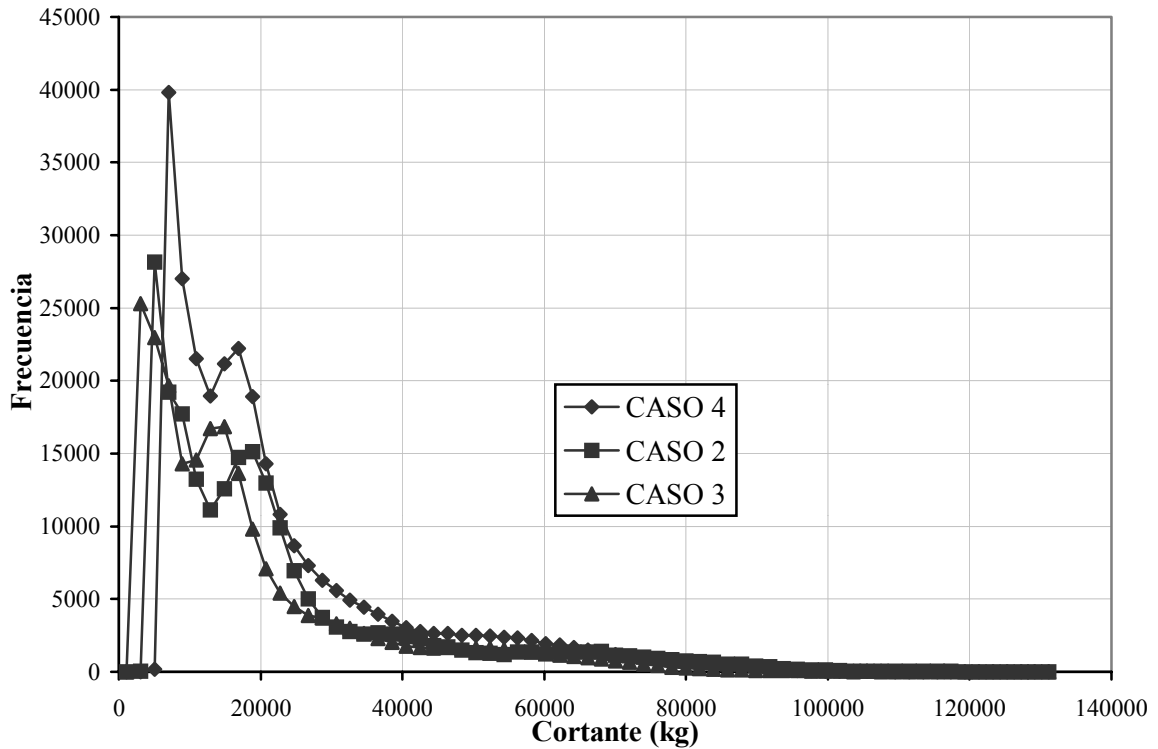
**FIGURA 5.2. Momentos Máximos Calculados para el Caso 1. Claro de 48 m**



**FIGURA 5.3. Momentos Máximos para los Casos 2, 3 y 4. Claro de 48 m.**



**FIGURA 5.4. Cortantes Máximos para el Caso 1. Claro de 48 m**



**FIGURA 5.5. Cortantes Máximos para los Casos 2, 3 y 4. Claro de 48 m**

En las figuras 5.2 a 5.5 se muestran los efectos máximos obtenidos de los diferentes casos. El caso 1 no puede compararse directamente, pues sólo se consideraron los camiones pesados. En los casos restantes puede notarse una curva bimodal, la cual representa el efecto producido por los camiones vacíos y pesados.

En el caso 1 se han detectado cuáles son los camiones que producen los máximos efectos, pues son estos, como se verá más adelante, los que regirán la selección de factores de carga y resistencia.

**TABLA 5.1. Características de los Camiones que Producen los Máximos Efectos en el Caso 1**

<b>TIPO</b>	<b>Long. (cm)</b>	<b>W total (kg)</b>	<b>Claro dominante (mom)</b>	<b>Claro dominante (cor)</b>
T3-S3 (A)	1277	94978	6-10	6-8
T3-S3 (B)	1386	96464	12-24	8-20
T3-S2-R4 (A)	2180	119621	28-56	24-40
T3-S2-R4 (B)	2507	123212	60	44-60

TIPO	Peso por eje (kg)								
	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6	Eje 7	Eje 8	Eje 9
T3-S3 (A)	4953	13745	13993	17336	20804	<b>24147</b>			
T3-S3 (B)	5572	14488	14488	17089	20061	<b>24766</b>			
T3-S2-R4 (A)	4334	12631	14612	13745	<b>17089</b>	12755	11888	15850	<b>16717</b>
T3-S2-R4 (B)	7058	12507	13250	14984	<b>19441</b>	11269	10030	14488	<b>20184</b>

TIPO	Distancias entre ejes (cm)								
	Total	D1-2	D2-3	D3-4	D4-5	D5-6	D6-7	D7-8	D8-9
T3-S3 (A)	1195	443	132	380	120	120			
T3-S3 (B)	1171	427	127	380	118	119			
T3-S2-R4 (A)	1957	427	130	443	118	181	121	417	120
T3-S2-R4 (B)	2250	564	138	501	114	202	120	500	111

En la tabla 5.1 puede verse que para claros de 6 a 20 m dominan los camiones T3-S3, tales camiones tienen un peso cercano a 95 t superior al permisible en casi el doble, que es de 48.5 t. Es también visto que el peso por eje se encuentra mal distribuido, y en todos, excepto el delantero, se rebasa el máximo peso por eje permitido por las normas mexicanas de pesos y dimensiones. En el eje 6 de los camiones T3-S3 se nota un peso superior a los restantes del orden de 24 t. En claros mayores a 20 m domina el camión T3-S2-R4 con un peso total de alrededor de 120 t, superior en más de 1.5 veces al máximo permitido que es de 72.5 t. En este tipo de camiones a pesar de que tiene un peso total mayor que el T3-S3, su peso máximo por eje es considerablemente menor (20 t).

### 5.3 Ajuste de los resultados de la simulación a curvas de probabilidad

Una vez determinados los efectos máximos que provoca el paso de vehículos sobre puentes simplemente apoyados de diferentes claros, el siguiente paso consistió en ajustar distribuciones de probabilidad a los resultados.

El ajuste de curvas de probabilidad a los efectos máximos tuvo como fin obtener información suficiente para poder realizar los análisis de confiabilidad y calcular los factores parciales asociados a estos datos, además, conociendo el tipo de distribución, determinar los efectos máximos al final de la vida útil del puente.

### 5.3.1 Papel de probabilidad

Para conocer que tipo de distribución se ajusta mejor a los datos se empleó la gráfica de papel de probabilidad. La gráfica de papel de probabilidad es una gráfica en dos dimensiones en donde se tiene en un eje los datos observados y en el otro sus correspondientes frecuencias acumuladas (o probabilidades). Preferentemente, un papel de probabilidad debe ser construido usando una escala de probabilidad transformada de tal manera de obtener una relación lineal entre las probabilidades acumuladas de la distribución y los correspondientes valores de la variable. La linealidad, de una muestra de datos sobre una gráfica de papel de probabilidad en particular, puede ser usada como base para determinar si la distribución de los datos es la misma que la de la gráfica de papel de probabilidad. Por tanto, la gráfica de probabilidad fue usada para determinar la posible distribución de los datos. Las distribuciones de probabilidad consideradas para el ajuste son las siguientes:

- Distribución normal.
- Distribución log-normal.
- Distribución de valores extremos tipo 1 (máximos).
- Distribución de valores extremos tipo 2 (máximos).
- Distribución de valores extremos tipo 3 (máximos).
- Distribución de valores extremos tipo 3 (mínimos), o de Weibull.

Las 6 distribuciones antes mencionadas fueron escogidas debido a que en muchos casos representan los fenómenos en ingeniería, las distribuciones normales son consideradas para representar la carga muerta. (Ellingwood et al, 1980) y la distribución log-normal es utilizada para representar la resistencia. Las distribuciones de extremos son usadas para representar el efecto de la carga viva, como viento o carga viva ocupacional. Por lo tanto, se proponen estas 6 distribuciones de probabilidad adoptando aquella que se ajuste mejor a los datos. A continuación se describen las características de cada una de ellas (Ang y Tang, 1975).

#### **Distribución normal**

Es la más conocida y más usada distribución de probabilidad, también conocida como distribución Gaussiana. La distribución normal tiene una función de densidad de probabilidad (PDF, por sus siglas en inglés) dada por:

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (5.7)$$

donde  $\mu$  y  $\sigma$  (la media y desviación estándar respectivamente) son los parámetros de la distribución, y  $X$  es la variable aleatoria.

La probabilidad acumulada entre  $a$  y  $b$  está dada por:

$$P(a < X < b) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_a^b e^{-1/2((x-\mu)/\sigma)^2} dx \quad (5.8)$$

### Distribución log-normal

Se dice que una variable  $X$  tiene una distribución log-normal si  $\ln(X)$  tiene una distribución normal. Para este caso la función de probabilidad log-normal es:

$$F_x(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] \quad 0 \leq x < \infty \quad (5.9)$$

donde  $\lambda = E(\ln X)$  y  $\zeta = \sqrt{\text{Var}(\ln X)}$  son la media y la desviación estándar de  $\ln(X)$  respectivamente. La distribución de probabilidad acumulada es:

$$P(a < X < b) = \int_a^b \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] dx \quad (5.10)$$

### Distribución de valores extremos

Existen tres principales distribuciones asintóticas de valores extremos que son las siguientes:

- ◆ Tipo 1: La forma doble exponencial,  $\exp(-e^{-A(n)})$
- ◆ Tipo 2: La forma exponencial,  $\exp(-A(n)/y^k)$
- ◆ Tipo 3: La forma exponencial con frontera límite  $w$ ,  $\exp(-A(n)(w-y)^k)$

### Forma asintótica tipo 1

La función de distribución acumulativa (CDF por sus siglas en inglés) de la forma asintótica tipo 1 para grandes valores, es la siguiente (Ang y Tang, 1984):

$$F_{xn}(x) = \exp\left[-e^{\alpha_n(x-u_n)}\right] \quad (5.11)$$

donde  $u_n$  es el valor característico más grande de la variable inicial  $X$  y  $\alpha_n$  es una medida inversa de la dispersión de  $X$ . La función de densidad de probabilidad para valores más grandes es:

$$f_{xn}(x) = \alpha_n e^{-\alpha_n(x-u_n)} \exp\left[-e^{\alpha_n(x-u_n)}\right] \quad (5.12)$$

### Forma asintótica tipo 2

La distribución de probabilidad acumulada de valores extremos tipo 2 es la siguiente:

$$F_{yn}(y) = \exp\left[-\left(\frac{v_n}{y}\right)^k\right] \quad (5.13)$$

donde  $v_n$  es el valor más grande característico de la variable inicial  $Y$ , y  $k$  es un parámetro de forma. El PDF de la distribución es la siguiente:

$$f_{yn}(y) = \frac{k}{v_n} \left(\frac{v_n}{y}\right)^{k+1} \exp\left[-\left(\frac{v_n}{y}\right)^k\right] \quad (5.14)$$

### Forma asintótica tipo 3

La forma asintótica tipo 3, presenta una diferencia con respecto a las dos anteriores, pues tiene un valor límite, que es el valor más grande o más pequeño de los datos. Para valores más grande, el CDF de la forma asintótica tipo 3 es:

$$F_{zn}(z) = \exp \left[ - \left( \frac{\omega - z}{\omega - w_n} \right)^k \right]; \quad z \leq \omega \quad (5.15)$$

donde  $w_n$  es el valor más grande característico de  $Z$  y  $\omega$  es la frontera superior de los datos. El PDF de la forma asintótica tipo 3 de valores más grandes es:

$$f_{zn}(z) = \frac{k}{\omega - w_n} \left( \frac{\omega - z}{\omega - w_n} \right)^{k-1} \exp \left[ - \left( \frac{\omega - z}{\omega - w_n} \right)^k \right]; \quad z \leq \omega \quad (5.16)$$

### Forma asintótica tipo 3 de valores pequeños (Weibull)

La forma asintótica tipo 3 de valores más pequeños con frontera inferior  $\varepsilon$  tiene un CDF dado por:

$$F_{z1}(z) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{z - \varepsilon}{w_1 - \varepsilon} \right)^k \right]; \quad z \geq \varepsilon \quad (5.17)$$

y un PDF igual a:

$$f_{z1}(z) = \frac{k}{w_1 - \varepsilon} \left( \frac{z - \varepsilon}{w_1 - \varepsilon} \right)^{k-1} \exp \left[ - \left( \frac{z - \varepsilon}{w_1 - \varepsilon} \right)^k \right]; \quad z \geq \varepsilon \quad (5.18)$$

donde  $w_1$  es el valor más pequeño característico.

#### 5.3.1.1 Variables estándar de las distribuciones

Con frecuencia, en la construcción de un papel de probabilidad es preferible usar una escala de probabilidad transformada con la finalidad de tener una relación lineal entre la distribución y los correspondientes valores de las variables, por lo tanto, es necesario definir una variable estándar para cada tipo de distribución. A continuación se describen las variables estándar usadas en cada una de las distribuciones.



## Normal

Para la distribución normal, la variable estándar fue la siguiente:

$$s = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (5.19)$$

donde:  $x$  es el valor de la variable,  $\mu$  y  $\sigma$  son la media y la desviación estándar de la variable.

## Log-normal

El papel de probabilidad log-normal puede ser obtenido del papel de probabilidad normal únicamente cambiando la escala aritmética de los valores de la variable  $X$  a una escala logarítmica.

Por lo tanto, la variable estándar es la misma:

$$s = \frac{y - \lambda}{\zeta} \quad (5.20)$$

donde  $y = \ln(x)$ ,  $\lambda$  y  $\zeta$  son la media y desviación estándar de  $\ln(x)$ .

## Distribución de valores extremos tipo 1

La variable estándar para la distribución tipo 1 de valores máximos es:

$$s = \alpha_n(x_n - u_n) \quad (5.21)$$

donde  $\alpha_n$  y  $u_n$  son los parámetros de la distribución tipo 1 de extremos.

## Distribución de valores extremos tipo 2

La variable estándar para la distribución tipo 2 de valores máximos es:

$$s = k \ln \left( \frac{Y_n}{v_n} \right) \quad (5.22)$$

donde  $k$  y  $v_n$  son los parámetros de la distribución tipo 2.

Sin embargo, de manera similar a como se relacionan las distribuciones normal y log-normal, se pueden relacionar las distribuciones tipo 1 y 2 de valores extremos, es decir, mediante una transformación logarítmica. Considere que:

$$X_n = \ln Y_n \quad (5.23)$$

Al sustituir la ec. 5.23 en 5.21 y considerar que  $k = \alpha_n$  y  $u_n = \ln v_n$  se encontró que se puede utilizar la misma variable estándar para las distribuciones 1 y 2 pero convirtiendo a logarítmico el eje de la variable.

### **Distribución de valores extremos tipo 3**

La variable estándar para la distribución tipo 3 de valores más grandes es:

$$s = -k \ln \left( \frac{\omega - Z_n}{\omega - w_n} \right) \quad (5.24)$$

Y para valores más pequeños la variable estándar es:

$$s = -k \ln \left( \frac{Z_1 - \varepsilon}{w_1 - \varepsilon} \right) \quad (5.25)$$

Todas las variables estándar de distribuciones de extremos al ser sustituidas en sus respectivos CDF dan:

$$F_s(s) = \exp(-e^{-s}) \quad (5.26)$$

Excepto para la distribución Weibull que da:

$$F_s(s)=1-\exp(-e^{-s}) \quad (5.27)$$

Una vez graficados los 6 papeles de probabilidad para los resultados de los claros de puente se determinó cual distribución se ajustó mejor a los datos, como se mencionó anteriormente, si los datos sobre el papel de probabilidad probado muestran una tendencia lineal, los datos pertenecen a esa distribución. Por lo tanto, fue necesario medir la tendencia lineal de los datos en las diferentes gráficas.

La exactitud en la predicción lineal depende de la correlación entre las variables. La correlación entre dos variables es medida por el coeficiente de correlación. El coeficiente de correlación permite determinar si un conjunto de datos presenta una tendencia lineal. Si los valores de dos variables aleatorias muestran una gran linealidad, el coeficiente de correlación será cercano a 1 ó -1 dependiendo de la pendiente de la recta del ajuste. El coeficiente de correlación se define como (Ang y Tang, 1975):

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu_X)(y_i - \mu_Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (5.28)$$

donde  $\mu_X$ ,  $\mu_Y$ ,  $\sigma_X$ ,  $\sigma_Y$  son respectivamente, las medias y desviaciones estándar de  $X$  y  $Y$ . En nuestro caso  $X$  es el momento o cortante y  $Y$  la variable estándar de la distribución.

En la determinación de los efectos máximos por el paso de camiones sobre un puente es recomendable realizar un ajuste de los valores que se encuentran en la cola de la distribución de probabilidad más que a la distribución completa, pues son los vehículos pesados los que provocan los máximos efectos. Además, como se verá más adelante, los factores de carga y resistencia son altamente sensibles al tipo de distribución en los extremos de sus distribuciones, por lo tanto, más que determinar que distribución se ajusta mejor a todos los datos, se buscará aquella distribución que se ajuste mejor a los valores extremos. En este trabajo se consideró que un ajuste a partir de un percentil 95 resulta apropiado para ambos fines (cálculo de efectos máximos y factores de carga y resistencia).

En las tablas 5.2 a 5.5 se muestran los coeficientes de correlación para momento y cortante a partir de un percentil 95. Las mejores distribuciones para momento resultaron ser la distribución normal,

la tipo 3 de valores máximos y la Tipo 3 de valores mínimos (Weibull), mientras que para cortante se encontró correspondientemente que la Weibull, la normal y la tipo 3 de valores máximos son las mejores distribuciones, resultados similares pueden encontrarse para los demás casos.

**TABLA 5.2. Coeficientes de Correlación a partir de un Percentil 95 en el caso 1**

Distribución	MOMENTO				CORTANTE			
	6 m	36 m	60 m	Prom.	6 m	36 m	60 m	Prom.
Normal	0.9970	0.9951	0.9928	0.9950	0.9965	0.9945	0.9953	0.9954
Log-normal	0.9896	0.9839	0.9826	0.9854	0.9905	0.9846	0.9859	0.9870
Tipo I	0.9872	0.9804	0.9766	0.9814	0.9886	0.9800	0.9816	0.9834
Tipo II	0.9722	0.9602	0.9569	0.9631	0.9746	0.9623	0.9633	0.9667
Tipo III	-0.9966	-0.9970	-0.9960	-0.9965	-0.9943	-0.9965	-0.9976	-0.9961
Weibull	-0.9969	-0.9948	-0.9938	-0.9951	-0.9968	-0.9946	-0.9955	-0.9956

**TABLA 5.3. Coeficientes de Correlación a partir de un Percentil 95 en el caso 2**

Distribución.	MOMENTO				CORTANTE			
	6 m	36 m	60 m	Prom.	6 m	36 m	60 m	Prom.
Normal	0.9970	0.9951	0.9928	0.9950	0.9965	0.9945	0.9953	0.9954
Log-normal	0.9896	0.9839	0.9826	0.9854	0.9905	0.9846	0.9859	0.9870
Tipo I	0.9872	0.9804	0.9766	0.9814	0.9886	0.9800	0.9816	0.9834
Tipo II	0.9722	0.9602	0.9569	0.9631	0.9746	0.9623	0.9633	0.9667
Tipo III	-0.9966	-0.9970	-0.9960	-0.9965	-0.9943	-0.9965	-0.9976	-0.9961
Weibull	-0.9969	-0.9948	-0.9938	-0.9951	-0.9968	-0.9946	-0.9955	-0.9956

**TABLA 5.4 Coeficientes de Correlación a partir de un Percentil 95 en el Caso 3.**

Distribución	MOMENTO				CORTANTE			
	6 m	36 m	60 m	Prom.	6 m	36 m	60 m	Prom.
Normal	0.9966	0.9978	0.9991	0.9971	0.9965	0.9983	0.9974	0.9971
Log-normal	0.9883	0.9890	0.9936	0.9903	0.9896	0.9959	0.9919	0.9911
Tipo I	0.9856	0.9865	0.9936	0.9867	0.9872	0.9950	0.9911	0.9896
Tipo II	0.9697	0.9691	0.9773	0.9691	0.9729	0.9834	0.9742	0.9741
Tipo III	-0.9950	-0.9972	-0.9991	-0.9971	-0.9947	-0.9976	-0.9972	-0.9960
Weibull	-0.9963	-0.9971	-0.9989	-0.9965	-0.9965	-0.9989	-0.9977	-0.9972

**TABLA 5.5. Coeficientes de Correlación a partir de un Percentil 95 en el Caso 4**

Claro	MOMENTO				CORTANTE			
	6 m	36 m	60 m	Prom.	6 m	36 m	60 m	Prom.
<b>Normal</b>	0.9957	0.9957	0.9988	0.9967	0.9959	0.9969	0.9983	0.9970
<b>Log-normal</b>	0.9873	0.9874	0.9916	0.9888	0.9883	0.9928	0.9917	0.9909
<b>Tipo 1</b>	0.9837	0.9827	0.9914	0.9859	0.9851	0.9900	0.9928	0.9893
<b>Tipo 2</b>	0.9681	0.9665	0.9734	0.9693	0.9699	0.9770	0.9750	0.9740
<b>Tipo 3</b>	-0.9936	-0.9968	-0.9983	-0.9962	-0.9938	-0.9952	-0.9943	-0.9944
<b>Weibull</b>	-0.9961	-0.9964	-0.9984	-0.9970	-0.9963	-0.9981	-0.9980	-0.9975

Después de haber realizado todas las combinaciones posibles de gráficas de papel de probabilidad y haber medido su linealidad, se concluyó que la mejor distribución resultó ser la **Distribución Weibull o Distribución de Mínimos Extremos Tipo 3**.

#### 5.4 Cálculo de los efectos máximos al final de la vida útil de puentes

El aforo realizado por el IMT en 1993 abarcó 15 estaciones ubicadas a lo largo de la República Mexicana. El número total de camiones aforados fue de 115946. Si se considera que dichos camiones transitaban por una carretera con tránsito pesado en el cual circularon 2400 camiones por día (en un solo carril). Se tendrá que el aforo representa 7 semanas de tránsito pesado.

El efecto máximo encontrado para cada claro de puente es el máximo valor para momento o cortante en la gráfica de papel de probabilidad. El punto asociado con el efecto máximo tiene una probabilidad en el eje vertical la cual se asocia a un tiempo de 7 semanas. Sin embargo, un puente estará sometido a cargas vehiculares por tiempo mucho mayores a 7 semanas, por lo tanto, en virtud de que no se tiene información sobre el crecimiento de las cargas vehiculares en los próximos años, se usaron los resultados máximos obtenidos a 7 semanas y se extrapolaron al periodo de tiempo que sea conveniente. Para realizar la extrapolación, se usó el ajuste de los datos en la gráfica de papel de probabilidad Weibull a partir de un percentil 95 por medio de mínimos cuadrados. Los parámetros de la recta de ajuste por medio de mínimos cuadrados fueron obtenidos como sigue (Ang y Tang, 1975):

$$E(Y/x) = \hat{\alpha} + \hat{\beta}x \quad (5.29)$$

$$\hat{\alpha} = \bar{y} - \hat{\beta}\bar{x} \quad \hat{\beta} = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \quad (5.30)$$

en el cual  $E(Y/x)$  es la regresión lineal de  $Y$  sobre  $X$ ,  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes.

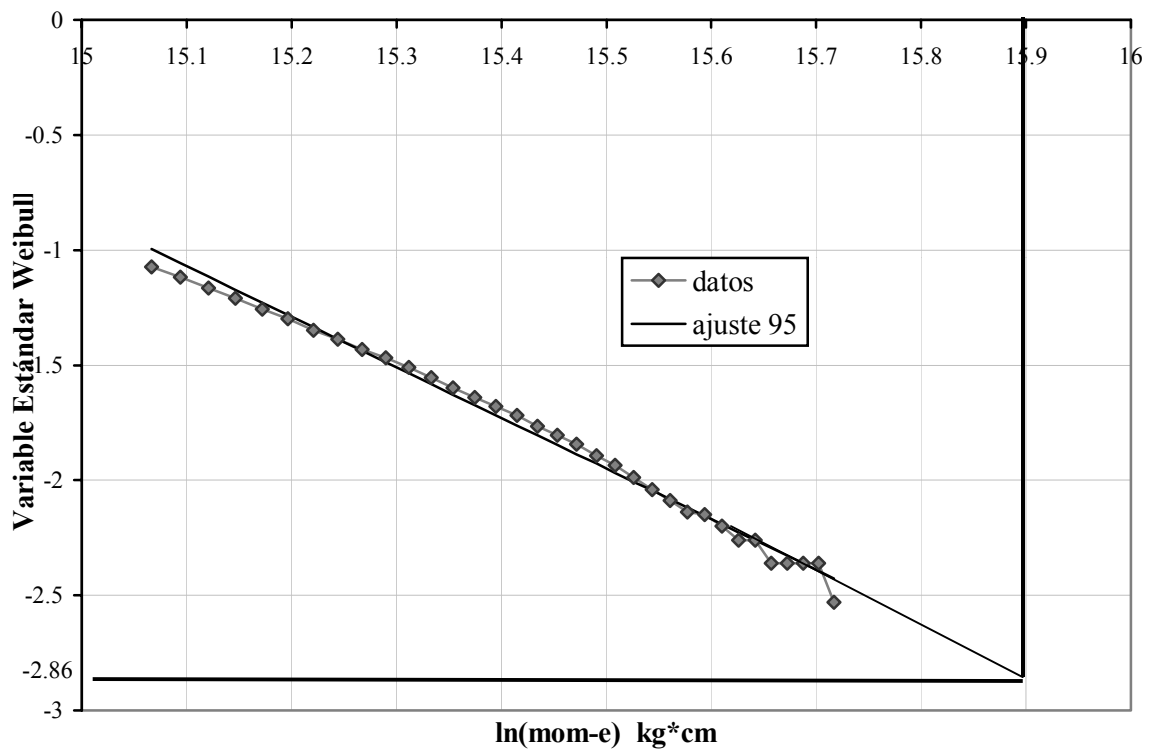
En México no se tiene bien definido cual es la vida útil para la cual se diseña un puente, aquellos diseñadores que utilizan las normas AAHSTO LRFD (1994) implícitamente consideran una vida útil del puente de 75 años, sin embargo, las cargas vehiculares en los Estados Unidos se encuentran reguladas y su crecimiento no se encuentra limitado por la capacidad del camión, sus llantas o el asfalto, no ocurre así en México, donde las cargas han aumentado sin control en los últimos años a tal punto que un crecimiento con la misma tendencia en los próximos años sería poco probable, aún sin tener un control sobre los pesos vehiculares, debido a que se está cerca del límite de la capacidad de soporte de carga de los camiones y de sus llantas, por lo tanto, se propuso un periodo máximo de crecimiento de las cargas vivas vehiculares de 20 años (Galindo, 1998), lo cual no significa que el puente durará en servicio 20 años, pues sólo será usado para extrapolar los efectos máximos sobre el puente a valores razonables. En la tabla 5.5 se muestran las relaciones que existen entre el periodo de tiempo y los efectos máximos, una relación lineal fue usada para calcular el número de eventos a 20 años. El número de eventos es asociado a la probabilidad mediante  $1-1/N$ , y para calcular el efecto máximo a 20 años se proyecta la recta ajustada por mínimos cuadrados hasta una probabilidad asociada a 20 años, el punto sobre la recta que tiene la probabilidad de 20 años se proyecta sobre el eje horizontal y de esta manera se tiene el efecto máximo a 20 años. Así, de esta manera se extrapolaron todos los resultados asociados al final del periodo de crecimiento (Nowak, 1993). En las figuras 5.6 y 5.7 se muestran los papeles de probabilidad Weibull con su ajuste por medio de mínimos cuadrados a partir de un percentil 95.

**TABLA 5.6. Relación de Momentos Máximos Contra Tiempo. Caso 4, Claro de 6 m.**

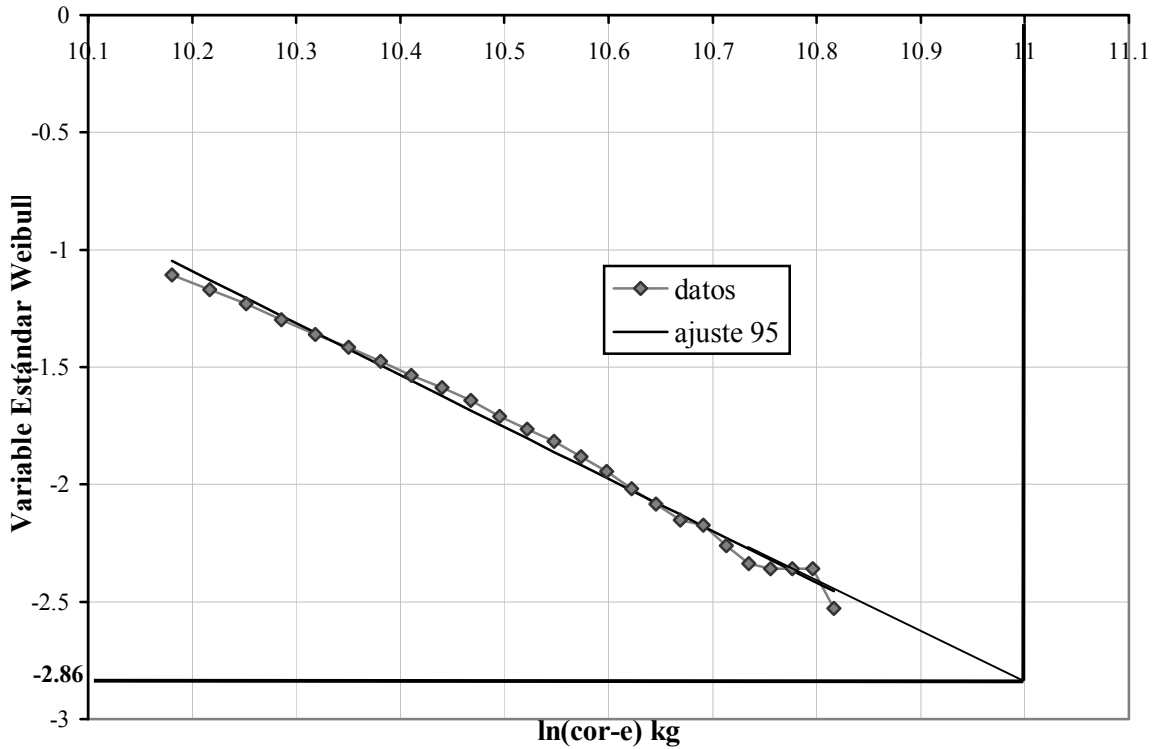
Periodo de Tiempo	Número de Eventos (N)	Probabilidad 1-1/N	Variable Est. Weibull (S)	$\epsilon$ (kg*cm)	Ln(mom-e)	Momento (kg*cm)
7 semanas	279504	0.999996422	-2.528985	162873.02	15.763856	7179941.8
20 años	41640392	0.999999976	-2.864745	162873.02	15.916612	8338046

**TABLA 5.7. Relación de Cortantes Máximos Contra Tiempo. Caso 4, Claro de 6 m.**

Periodo de Tiempo	Número de Eventos (N)	Probabilidad 1-1/N	Variable Est. Weibull (S)	$\epsilon$ (kg)	Ln(cor-e)	Cortante (kg)
7 semanas	279504	0.999996422	-2.528985	1371.556	10.849481	52878.948
20 años	41640392	0.999999976	-2.864745	1371.556	11.001121	61312.882

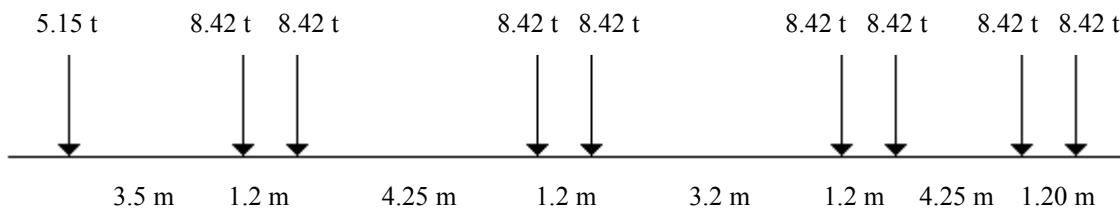


**FIGURA 5.6. Extrapolación de Momentos a 20 Años**



**FIGURA 5.7. Extrapolación de Cortantes a 20 Años**

Una vez calculados los efectos para los diferentes periodos de tiempo, se dibujaron gráficas que mostraban en un eje el claro y en otro la relación de efecto máximo contra el efecto producido por el modelo de carga viva (Nowak, 1993). Se escogieron los dos modelos de carga viva que son los más empleados en México, los dos pertenecen a las normas AASHTO estadounidenses, un modelo es la carga viva HS20 y el otro el HL93 relacionado con el nuevo formato LRFD adoptado por las normas AASHTO en 1994. Además de los dos modelos anteriores, se consideró evaluar los efectos que provoca el camión T3-S2-R4 con un peso total de 72.5 t (máximo permisible, SCT, 1997), el cual es el que produce los máximos efectos de los camiones especificados por la norma de pesos y dimensiones vigente (Fernández, 1997). Dicho camión se escogió con el fin de estimar si puede ser usado como un modelo de carga viva. En la figura 5.8 se muestran las distancias y pesos por eje de este camión:



**FIGURA 5.8. Pesos y Dimensiones del Camión T3-S2-R4**



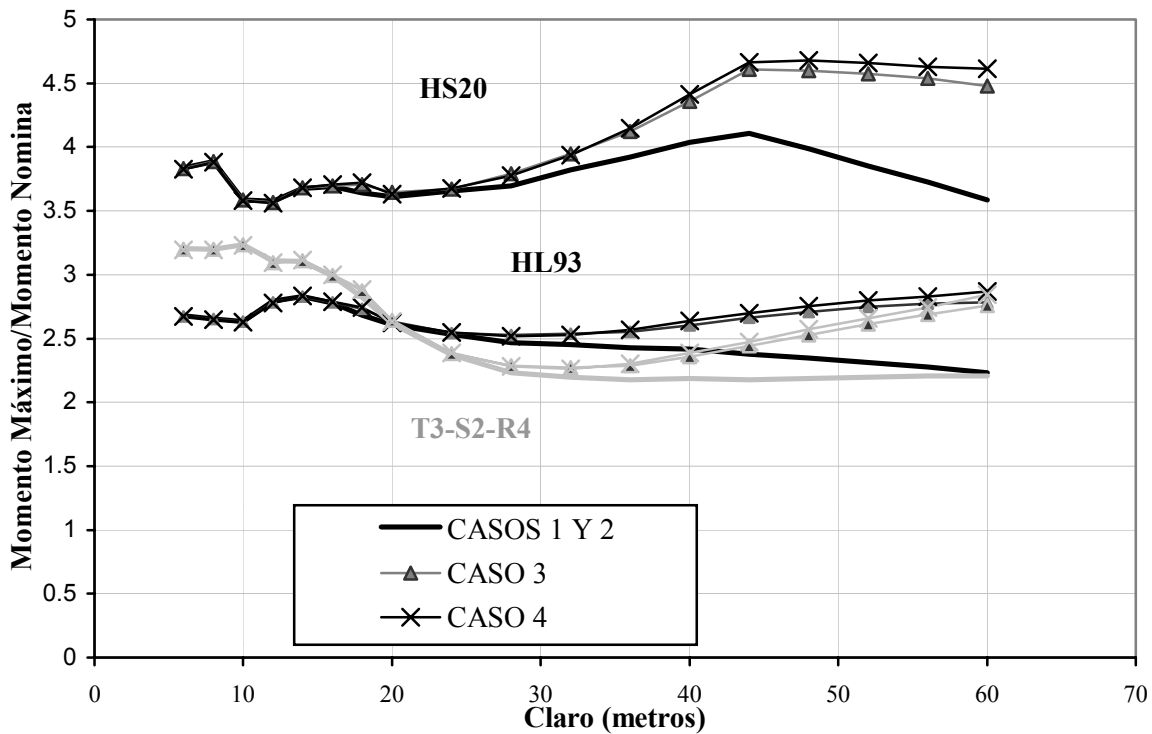


FIGURA 5.9. Momentos Máximos a 20 años

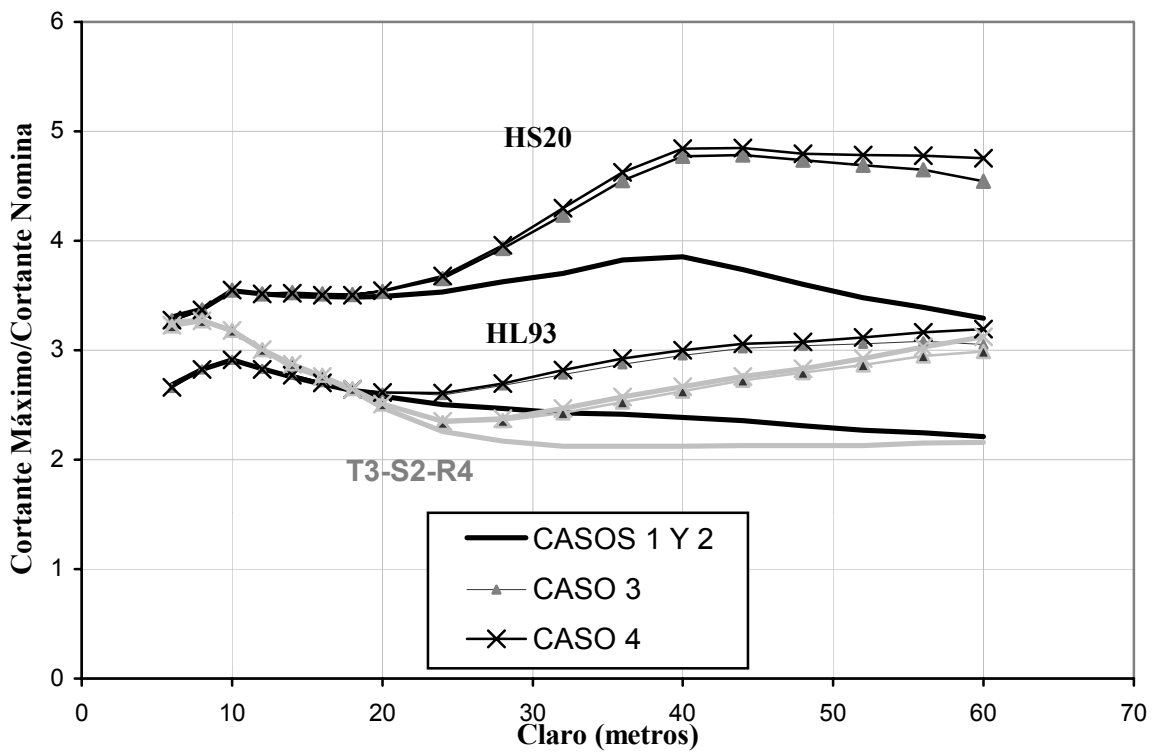


FIGURA 5.10 Cortantes Máximos a 20 años

En las figuras 5.8 y 5.9 se muestran los efectos producidos a 20 años. Se observa que los casos 1 y 2 resultan ser iguales debido a que la separación de vehículos de 33 m, sólo permite que quepan dos camiones pesados para claros mayores a los 60 m. En lo que sigue, sólo se utilizará el caso 2. Los casos 3 y 4 simulan un congestionamiento vial, y para todos los claros el caso 4 es el que domina, por lo que sólo se hará referencia al caso 4 en los análisis siguientes. Puede observarse que los momentos y cortantes generados por la simulación del tránsito nacional son más de 4.5 veces los efectos generados por el modelo de carga HS20, mientras que los efectos normalizados con respecto al modelo de carga HL93 presentan valores alrededor de 3. De manera similar, los efectos normalizados con respecto al camión T3-S2-R4 presentan valores cercanos a 3, pero con una mayor dispersión. Lo anterior, pone en evidencia la urgente necesidad de revisar los factores de carga y el modelo de carga viva de las normas AASHTO a fin de adaptarlas a las condiciones reales de carga que existen en México.

### **5.5 Modelo de carga viva**

La adopción de un modelo de carga viva se reflejará posteriormente en los factores de carga y resistencia, es decir, si se escoge el modelo de carga HS20, es de esperarse que los factores de carga sean más grandes que los que se obtendrían si se toma la carga HL93. Otro punto importante a favor de la carga HL93 es la obtención de relaciones de efectos máximos a efectos nominales con menor variabilidad que las correspondientes a la carga HS20 y al camión T3-S2-R4. Esto es importante si se quieren obtener índices de confiabilidad constantes sin importar la longitud del claro. Existe también la posibilidad de adoptar otro modelo de carga diferente a los dos anteriores, el cual podría dar efectos normalizados menores, lo cual daría factores de carga también menores. En el siguiente capítulo se adoptará un nuevo modelo de carga viva similar al HL93.

## **6. DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA**

### **6.1 Generalidades**

En el capítulo 3 se explicó el procedimiento para obtener el índice de seguridad y los factores de carga y resistencia de las estructuras. Ahora, en este capítulo, después de haber obtenido los parámetros necesarios, se procederán a calcular los factores de carga y resistencia de los puentes en México.

Los factores de carga y resistencia que se obtendrán a continuación, están basados en la norma AASHTO LRFD (1994) y sólo serán utilizados como una modificación del estado límite de resistencia I, esta aclaración es debido a que se propone un nuevo modelo de carga viva con el fin de uniformar los efectos máximos de las cargas, sin embargo, será necesario realizar más estudios a fin de obtener los efectos que provocaría esta nueva carga viva en los demás estados límites, como es el estado límite de fatiga y fractura donde el reglamento AASHTO LRFD (1994) utiliza un camión tipo HL93. Por tanto, este trabajo sólo pretende ilustrar el procedimiento a seguir para que nuestros puentes tengan la seguridad debida.

### **6.2 Procedimiento general de calibración**

El objetivo general del procedimiento de calibración consiste en proveer un nivel de seguridad uniforme y diseños económicos en todas las aplicaciones que cubre el código. En la práctica, las consideraciones económicas son tomadas en cuenta mediante la selección de un índice de confiabilidad objetivo. La selección del índice de confiabilidad se basa en el juicio profesional y del comportamiento que presentan puentes existentes sujetos a cargas. Las normas actuales pueden ser vistas como un documento que reúne tales experiencias y juicios. Por tanto, un punto de partida para conocer que índice de confiabilidad objetivo escoger, consiste en determinar la seguridad de los puentes diseñados con la norma actual. Una vez conocida la seguridad de los puentes existentes, se propone un nuevo modelo de carga viva. Dicho modelo está basado en el modelo de carga viva HL93 de las normas AASHTO. Después, con base en este modelo y el índice de confiabilidad objetivo, se obtienen los factores de carga y resistencia. Dichos factores son comparados con aquellos propuestos por la norma vigente.

### 6.3 Cálculo de los parámetros estadísticos de las variables involucradas

Con el fin de obtener la confiabilidad de los puentes de una manera rápida y eficiente, se escribió un programa de computadora. Dicho programa fue transcrito y modificado del ANS A58, (Ellingwood, 1980). El programa puede analizar dos problemas diferentes, 1) para una situación de diseño definida por los factores de carga y resistencia, calcular  $\beta$  (análisis) y 2) para un  $\beta$  dado y valores nominales de las variables calcular la resistencia nominal requerida y los factores de carga y resistencia a ser aplicados a los valores nominales en la ecuación de diseño.

El programa puede calcular los parámetros de las siguientes distribuciones de probabilidad

- Normal
- Log-normal
- Distribución de valores máximos tipo 1
- Distribución de valores máximos tipo 2
- Distribución de valores mínimos tipo 3 (Weibull)

Además, puede resolver dos ecuaciones de estado límite.

(a) Ecuaciones lineales.

(b) Ecuaciones no lineales de la forma:  $X_1 - X_2 - X_3 - X_4 * X_5 = 0$ .

en donde  $X_i$  son las variables aleatorias y en ambas ecuaciones de estado límite  $X_i$  es la resistencia.

#### 6.3.1 Parámetros requeridos para el análisis de confiabilidad

En el análisis realizado, se utilizó un método de nivel 3 para la evaluación de la seguridad de los puentes. Como se ha explicado anteriormente, un método de nivel 3 utiliza factores asociados con los valores nominales de las variables, dicho método presenta la ventaja de su sencillez y resulta ideal en códigos en donde se necesitan procedimientos sencillos para su fácil uso. La ecuación básica de diseño que se usa, está basada en la propuesta por las normas AASHTO LRFD (1994).

En puentes de claros cortos y medianos simplemente apoyados, la carga viva vehicular juega un papel importante, pues presenta valores mayores a las demás cargas. Además, las cargas

ambientales, como viento, sismo, etc. no suelen ser dominantes en el diseño de puentes de claros cortos y medianos. En conclusión las cargas que intervinieron en la ecuación de diseño son las siguientes: Carga viva ( $LL$ ), carga muerta debido a la superficie de asfalto ( $DW$ ), carga muerta debido a los componentes estructurales y no estructurales, excepto la superficie de asfalto ( $DC$ ). Por supuesto, del lado izquierdo de la ecuación estará la resistencia del puente, la cual específicamente se evaluó sólo para momento flexionante y fuerza cortante.

Como se ha notado, la carga muerta se dividió en dos partes, en una se evalúa el efecto que provoca la superficie de asfalto, y en la otra, el efecto de la restante carga muerta. Tal separación obedece a que la superficie de asfalto presenta parámetros estadísticos muy diferentes a la restante carga muerta, para ser más específicos, su coeficiente de variación es mucho mayor. Por lo tanto, tal justificación es razonable, pues  $DW$  presentará factores de carga mayores que la carga muerta con el fin de considerar las mayores dispersiones que tiene.

Ahora, sólo falta determinar las diferentes combinaciones a realizar a fin de abarcar todas las posibles situaciones de diseño. Como se explicó en el capítulo 3, existen varios métodos para la combinación de variables, uno de ellos consistía en sumar los valores máximos que tomarían todas las variables que intervienen en el problema, sin embargo, dicha hipótesis resulta ser muy conservadora, pues es poco probable que el valor máximo de las variables ocurra simultáneamente. Otro método más apropiado es la regla de Turkstra (Ellingwood et al, 1980), este método dice que una combinación de variables adecuada surge al considerar el valor máximo que tomaría una de las variables durante la vida útil de la estructura más el valor medio de las demás variables. Por lo tanto, si se tienen  $N$  variables se tendrán  $N$  combinaciones. En nuestra fórmula de diseño intervienen 4 variables, contando la resistencia, sin embargo, la carga muerta ( $DC$  y  $DW$ ) varía muy poco con respecto al tiempo y puede considerarse, sin pérdida de exactitud, como constante. Por lo tanto, la única posibilidad que queda empleando la regla de Turkstra es que la carga viva vehicular ( $LL$ ) tome su valor máximo. Por lo tanto, la ecuación básica de diseño a considerar es la siguiente:

$$\phi R > \gamma_{DC} DC + \gamma_{DW} DW + \gamma_L (I + IM) LL \quad (6.1)$$

donde:  $\phi$  es el factor de resistencia nominal,  $\gamma_D$ ,  $\gamma_{DW}$  y  $\gamma_L$  son los factores de carga muerta, carga muerta debido a la superficie de asfalto y carga viva respectivamente.  $DC$  es el efecto de la carga muerta nominal,  $DW$  es el efecto de la carga debido a la superficie de asfalto,  $IM$  es el factor de

incremento dinámico permisible y  $LL$  es el efecto máximo promedio de la carga viva vehicular nominal.

Es por esta razón, que se han calculado los efectos máximos que causa el paso del tráfico sobre los puentes, más que el efecto promedio. Sin embargo, como el análisis de confiabilidad está basado en los valores medios de las variables y de sus dispersiones, fue necesario considerar que el valor máximo era el valor medio.

En el análisis de confiabilidad para encontrar los factores de carga y resistencia ( $\phi$  y  $\gamma$ ) o el índice de confiabilidad  $\beta$ , es necesario conocer los siguientes parámetros estadísticos:

1. Tipo de distribución de las variables básicas.
2. Tipo de función de estado límite (lineal, no lineal, etc.).
3. Factor de sesgo y coeficiente de variación para cada una de las variables.
4. Valores nominales de las variables.
5. Tipo de análisis (análisis o diseño).
6. Parámetros de las distribuciones (sólo en caso de ser necesario).

A continuación se darán las características de cada una de las variables que intervienen en el problema:

### **6.3.1.1 Tipo de distribución de las variables de diseño**

#### **Resistencia**

La resistencia del componente de un puente es determinada por la resistencia de los materiales que lo forman y por sus dimensiones. Las incertidumbres en el cálculo de la resistencia pueden ser agrupadas en las siguientes categorías (Nowak, 1995):

1. Material: resistencia, modulo de elasticidad, esfuerzo de agrietamiento, y composición química.
2. Fabricación: geometría, dimensiones y módulo de sección.
3. Análisis: método aproximado de análisis, idealización de esfuerzos y modelo de distribución de deformaciones.

En lo que sigue, por lo tanto, la resistencia puede considerarse como el producto de la resistencia nominal  $R_n$  y de tres parámetros: resistencia del material  $M$ , factor de fabricación (dimensiones)  $F$ , y factor de análisis  $P$ , es decir:

$$R=R_nMFP \quad (6.2)$$

Como la resistencia es un producto de parámetros, se considera que su función de distribución acumulada es log-normal.

### **Cargas**

Debido a la falta de datos sobre los parámetros estadísticos de las cargas muertas de los puentes mexicanos, las distribuciones mostradas en la tabla 6.1 se consideran iguales a las distribuciones usadas para los puentes que existen en los Estados Unidos, es decir, las cargas muertas tienen una función de distribución acumulada normal (Nowak, 1995).

En el capítulo 5 se demostró que la carga viva vehicular tiene una distribución de valores mínimos extremos tipo 3 (Weibull). Sin embargo, será necesario obtener los parámetros de la carga viva más impacto, la cual se denomina desde ahora carga viva dinámica. Esto es debido a que el factor de incremento dinámico ( $IM$ ) sólo se aplica al camión HS20 o al eje tándem, y no a la carga de carril, por lo tanto, al superponer efectos en el modelo de carga viva HL93 la carga viva dinámica no es igual al factor de incremento dinámico por la carga viva “estática” ( $1.33*LL$ ). Al considerar la carga viva dinámica, el análisis de confiabilidad se simplifica, pues la ec. 6.1 se vuelve lineal, al combinar en una sola variable la carga viva y el impacto, sin embargo, será necesario conocer que tipo de distribución resulta al combinar estas dos variables aleatorias.

#### **6.3.1.1.1 Combinación de carga viva con impacto**

La combinación del efecto de la carga viva máxima a 20 años ( $LL$ ) y el factor de incremento dinámico ( $IM$ ) se realizó usando una simulación de Montecarlo. Se consideró que el factor de incremento dinámico tiene una media de 1.12, una desviación estándar de 0.096 y una función de probabilidad normal, los cuales representan los parámetros estadísticos producidos por la simulación del paso de dos camiones (Hwang y Nowak, 1991). Además, la carga viva se multiplica por un factor de influencia, el cual toma en cuenta los errores producidos en el cálculo de los

efectos de las cargas. Dicho factor de influencia  $P$  tiene una media de 1.0, un coeficiente de variación de 0.12 y una distribución acumulada normal (Nowak, 1993). Por lo tanto, la carga viva dinámica es:

$$V=P(1+IM)LL \quad (6.3)$$

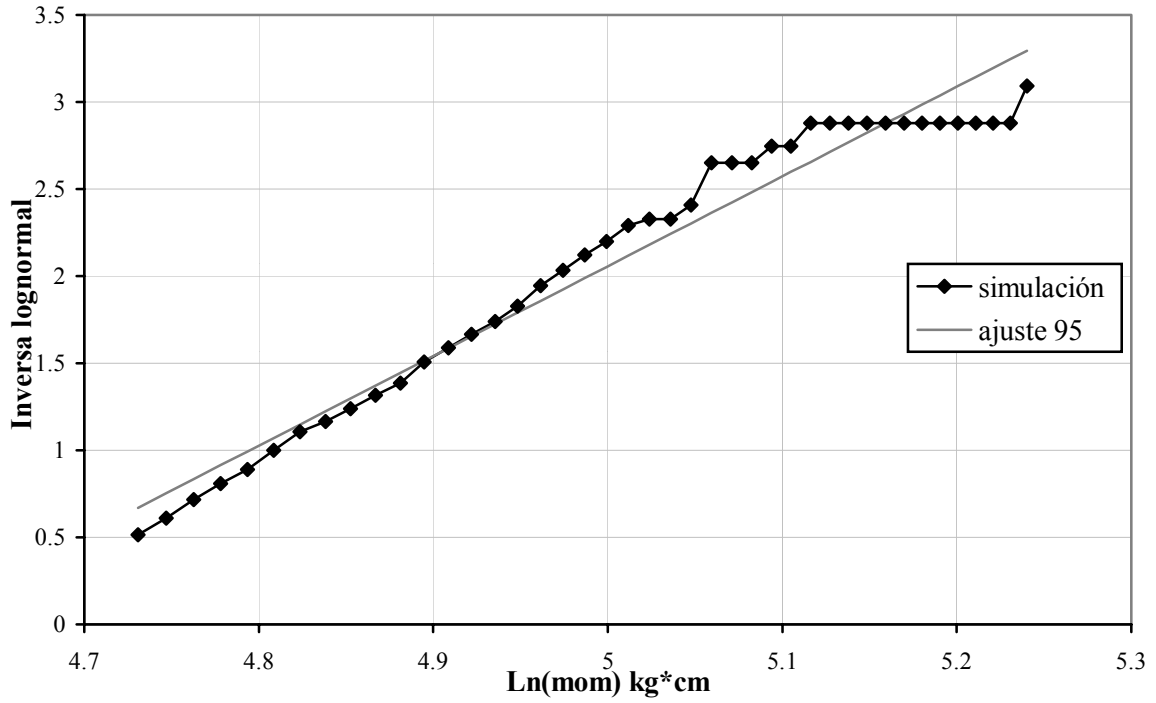
En la combinación de variables aleatorias se utilizó 10 000 números aleatorios donde la carga viva tiene una distribución Weibull, el factor de incremento dinámico y el factor de influencia tienen distribuciones normales.

A fin de tener una idea de que tipo de distribución es la más adecuada para esta combinación se hizo uso del teorema del límite central aplicado a distribuciones log-normales el cual dice que la multiplicación de un gran número de variables aleatorias, ninguna de las cuáles es dominante, tiende a la distribución log-normal cuando el número de distribuciones se incrementa sin límite (Ang y Tang, 1975). Sin embargo, se nota que la carga viva puede ser dominante con respecto a las demás variables, puesto que presenta valores de la media y desviación estándar superiores a las otras. Por lo tanto, se probó con estos dos tipos de distribución (log-normal y Weibull), escogiendo la que dio un mejor ajuste a los resultados.

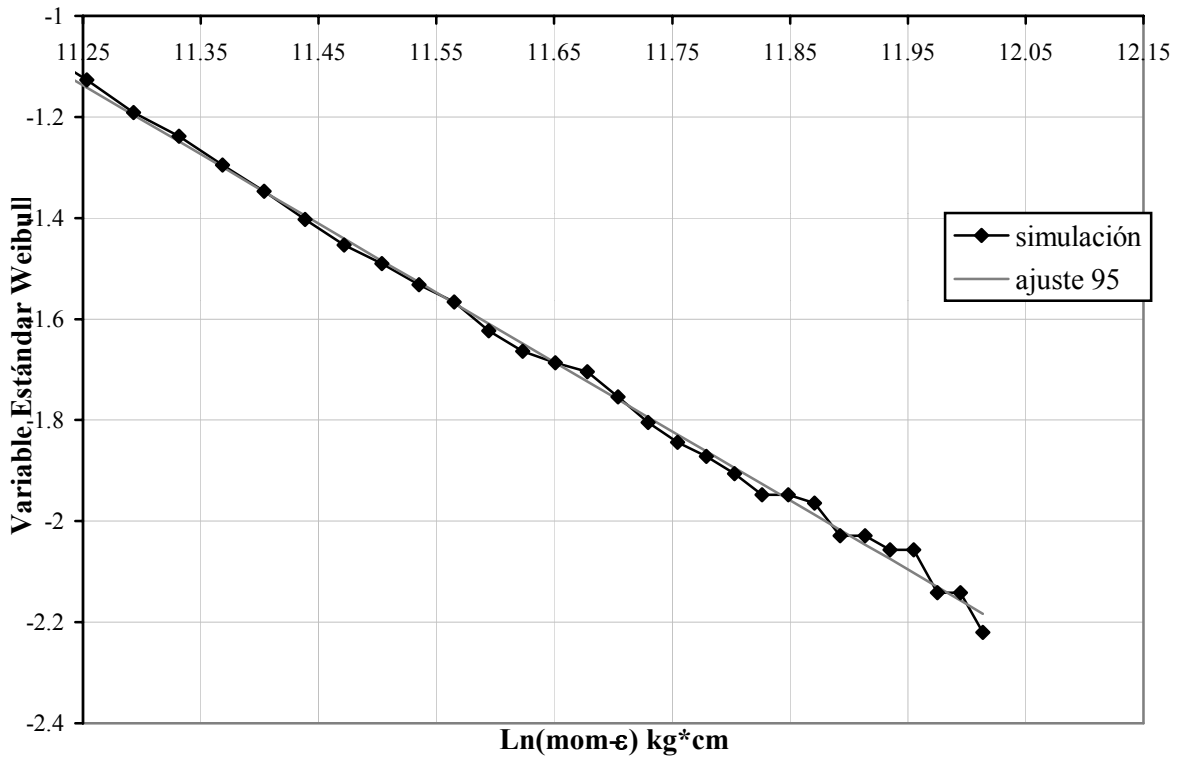
Al obtener el coeficiente de correlación en la gráfica de papel log-normal se nota que para la distribución total se obtuvieron valores alrededor de 0.997, los cuáles son muy buenos, sin embargo, a partir de un percentil 95 el coeficiente de correlación bajó a valores cercanos a 0.98. En la figura 6.1 siguiente se muestra en papel de distribución log-normal el ajuste de datos para momento a partir de un percentil 95 para un claro de 10 m en el caso 4.

En el ajuste de momento para el claro de 10 m y caso 4 en papel de distribución Weibull, a partir de un percentil 95 se observa que el coeficiente de correlación tiene valores del orden de  $-0.998$  que es superior al encontrado en promedio en las distribuciones log-normales, por lo tanto, la distribución Weibull resulta ser un buen ajuste para nuestros datos a partir de un percentil 95. Esto resulta lógico pues el factor de incremento dinámico y el factor de influencia tienen medias cercanas a 1.00 y desviaciones estándar del orden de 0.10 por lo que la distribución resultante de la combinación debe ser muy parecida a la Weibull que resulta en este caso ser dominante sobre las otras distribuciones. En la figura 6.2 se muestran los valores de momento en una gráfica de papel de distribución Weibull a partir del percentil 95.





**FIGURA 6.1** Papel de Probabilidad Log-normal para Momento a partir de un Percentil 95, para un Claro de 10 m, Caso 4



**FIGURA 6.2.** Papel de Probabilidad Weibull para Momento a partir de un Percentil 95, para un Claro de 10 m, Caso 4

En la tabla 6.1 se dan las distribuciones de cada una de las variables que intervienen en el problema.

**TABLA 6.1. Distribuciones de las Variables de Diseño**

Variable Aleatoria	Tipo de Distribución
Resistencia ( $R$ )	Log-normal
Carga Muerta ( $DC$ )	Normal
Carga Muerta debido al asfalto ( $DW$ )	Normal
Carga Viva Dinámica [ $LL(1+IM)$ ]	Extremos Tipo 3 mínimos (Weibull)

### 6.3.1.2 Tipo de función de estado límite

La función de estado límite, una vez combinando carga viva vehicular con factor de incremento dinámico y factor de influencia, es la siguiente:

$$R-D-DA-V=0 \quad (6.4)$$

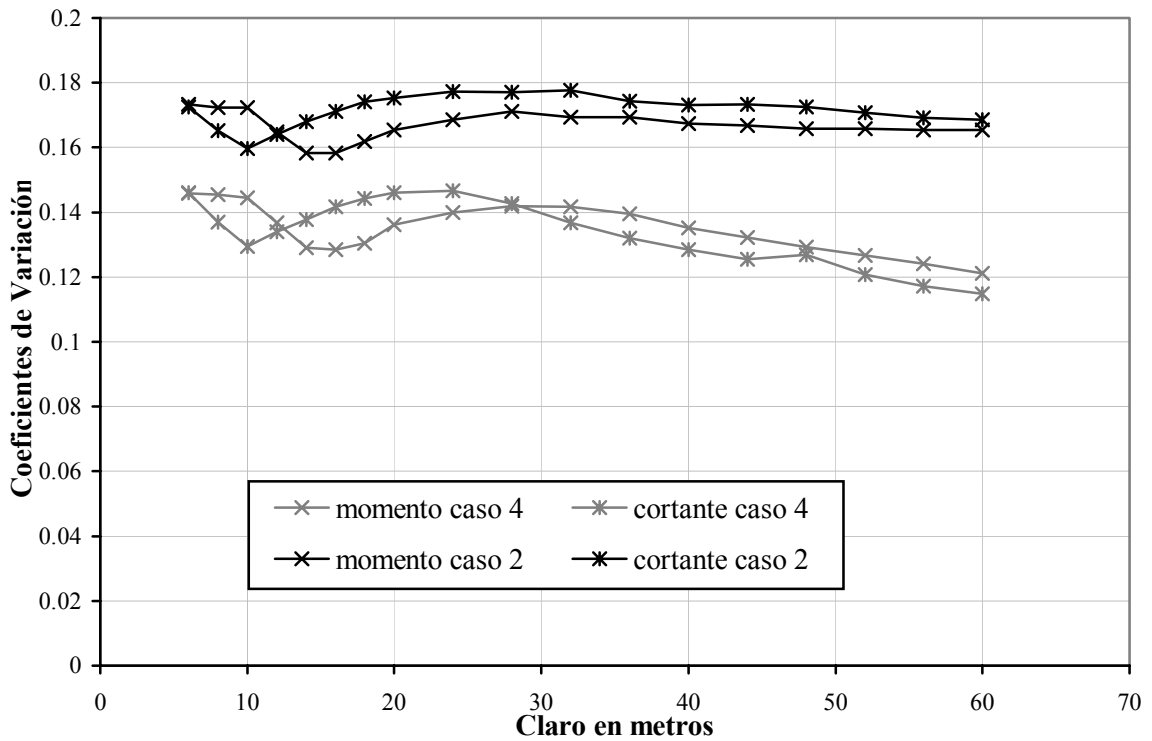
donde  $V$  es la carga viva dinámica y las demás variables fueron definidas anteriormente.

### 6.3.1.3 Factores de sesgo y coeficientes de variación.

Los factores de sesgo (relación de valor medio a nominal) y coeficientes de variación (relación de la desviación estándar al valor medio) para la resistencia y efecto de la carga muerta fueron obtenidos de la bibliografía disponible (Nowak, 1995). En el caso de la carga viva dinámica, los parámetros anteriores serán obtenidos a partir de los parámetros de la distribución Weibull ( $\varepsilon$ ,  $w_1$  y  $k$ ) para la carga viva dinámica. Estos parámetros permiten obtener una media y desviación estándar “virtual” pues estos no representan la media y desviación estándar de la distribución total sino la de una distribución que se ajusta a los datos a partir de un percentil 95. La media y desviación estándar se obtienen a partir de los parámetros de la distribución Weibull por medio de las siguientes fórmulas (Ang y Tang, 1984):

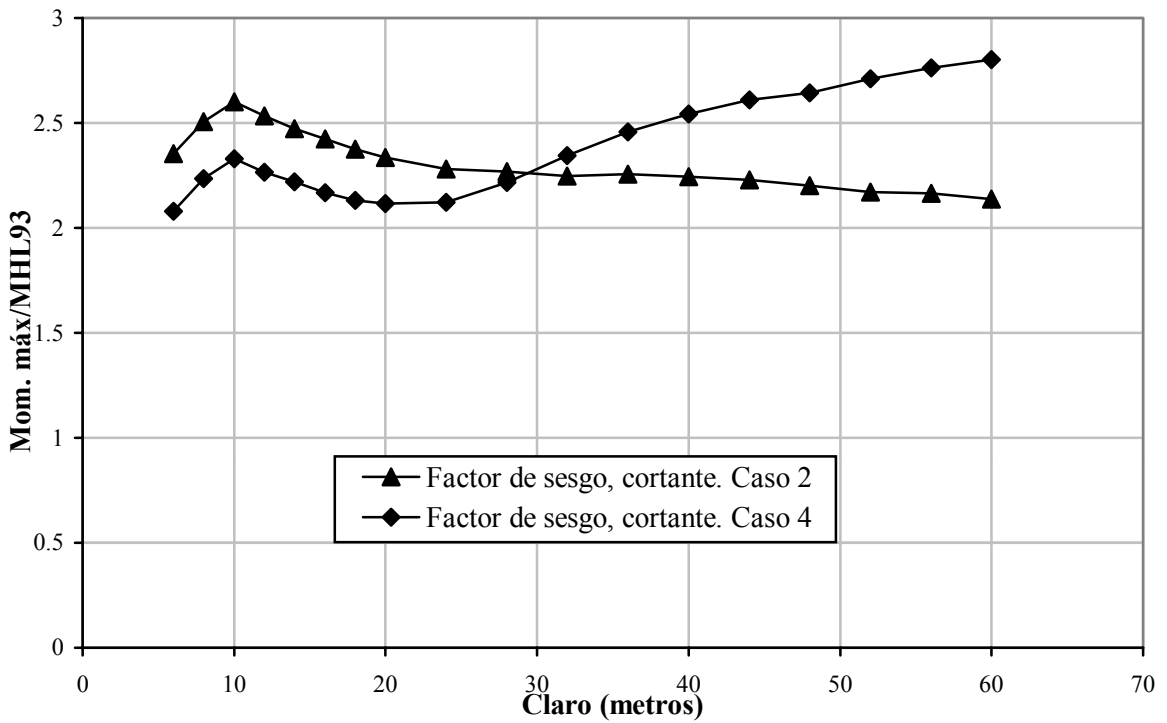
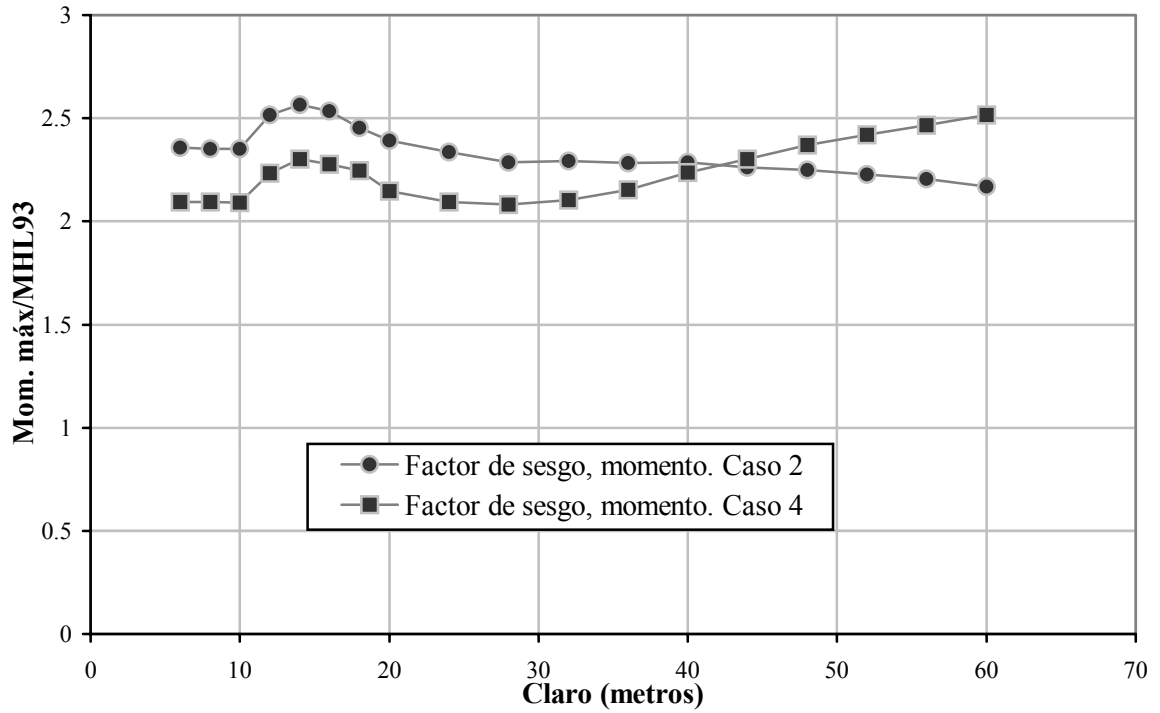
$$\mu_V = \varepsilon + (w_1 - \varepsilon)\Gamma(1 + 1/k); \quad \sigma_V^2 = (w_1 - \varepsilon)^2 \left[ \Gamma\left(1 + \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{k}\right) \right] \quad (6.5)$$

en el cual  $\mu_V$ ,  $\sigma_V$  son la media y desviación estándar de la carga viva dinámica,  $\varepsilon$ ,  $w_l$  y  $k$  son el valor más pequeño de los datos, el valor más pequeño característico y el parámetro de dispersión respectivamente. Los valores obtenidos con la ec. 6.5 dan valores medios muy parecidos a los obtenidos con la carga viva “estática” pero con desviaciones estándar mayores. En la figura 6.3 se muestra una gráfica con los coeficientes de variación para los dos casos dominantes (2 y 4).



**FIGURA 6.3. Coeficientes de Variación de la Carga Viva Dinámica**

En la figura 6.3 se observa que los coeficientes de variación para el caso 2 son de alrededor de 0.17 y para el caso 4 son de alrededor de 0.13. Esto es debido a que el caso 4 es sin impacto y por tanto, la desviación estándar resultante es menor que en el caso 2. En la figura 6.4 se muestran los factores de sesgo de la carga viva dinámica, para momento y para cortante, en donde se puede observar que los factores de sesgo son del orden de 2.5 para ambos casos (momento y cortante). Para cortante, el caso 4 empieza a dominar para claros mayores de 28 m, mientras que para momento, esto sucede después de los 40 m.



**FIGURA 6.4. Factores de Sesgo para Momento y Cortante**

A continuación en las tablas 6.2 y 6.3 se resumen los coeficientes de variación y factores de sesgo para la resistencia y efectos de la carga muerta.

**TABLA 6.2. Parámetros Estadísticos para la Resistencia<sup>1</sup>**

<b>Tipo de Estructura</b>	<b>Factor de Sesgo</b>	<b>Coefficiente de Variación</b>
Vigas de acero no compuesta		
Momento	1.11	0.115
Cortante	1.14	0.12
Vigas de acero compuesta		
Momento	1.11	0.12
Cortante	1.14	0.12
Vigas T de concreto reforzado.		
Momento	1.14	0.13
Cortante	1.165	0.16
Vigas de concreto presforzado.		
Momento	1.05	0.075
Cortante	1.165	0.16

**TABLA 6.3. Parámetros para las componentes de carga en puentes<sup>1</sup>**

<b>Componente de Carga</b>	<b>Factor de Sesgo</b>	<b>Coefficiente de Variación</b>
Carga muerta		
Hecho en fábrica	1.03	0.08
Hecho en el lugar	1.05	0.10
Superficie de desgaste asfáltica	1.00	0.25
Carga viva (con carga dinámica permisible)	Ver figura 6.4	Ver figura 6.3

#### **6.3.1.4 Valores nominales de las variables**

Los valores nominales de las variables se determinarán a partir de la relación de los valores medios de la carga viva y carga muerta. El valor nominal de la carga debida a la superficie de asfalto se sumará a la carga muerta, y la resistencia nominal se determinará de la ecuación de diseño, ec. 6.1.

<sup>1</sup> Nowak, 1995

### 6.3.1.5 Tipo de análisis

Para calcular el índice de confiabilidad objetivo necesario para el diseño es necesario realizar varios análisis de las estructuras existentes.

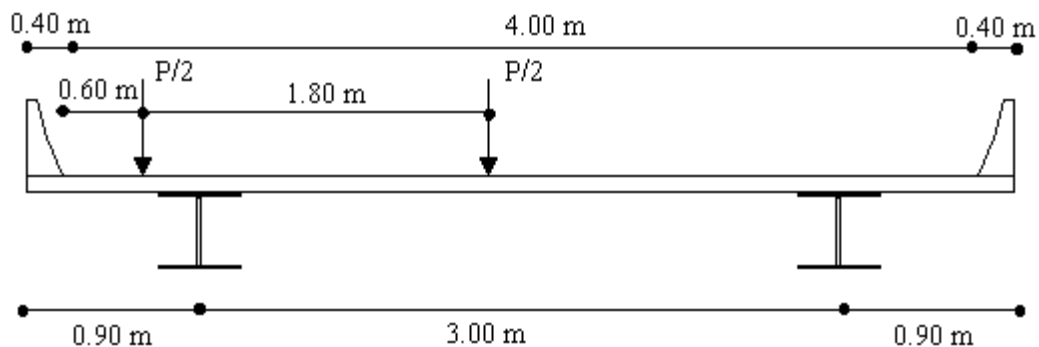
### 6.3.1.6 Parámetros de las distribuciones

Para la carga viva es necesario introducir los parámetros de las distribuciones debido a que estos fueron determinados para un percentil 95 y no son iguales a los calculados internamente por el programa.

## 6.4 Selección del índice de confiabilidad objetivo, $\beta_o$

Para la selección del índice de confiabilidad objetivo, es necesario conocer cuáles son los niveles de seguridad que tienen los puentes existentes, debido a que estas estructuras han soportado con éxito las cargas a las cuáles han estado sometidas, es probable que cuenten con una buena reserva de seguridad.

Con el fin de ejemplificar los procedimientos propuestos para la calibración de códigos de diseño para puentes, en lo que sigue, se calcularán los índices de confiabilidad para puentes simplemente apoyados de un solo carril con vigas de acero de sección compuesta. En la figura 6.5 se muestra la sección transversal del puente, la cual se utilizó para todos los claros.



**FIGURA 6.5. Sección Transversal del Puente de Vigas de Acero Compuestas**

Debido a que resultaría sumamente complicado agrupar puentes de vigas de acero simplemente apoyados de diferentes claros y realizarles un análisis de confiabilidad, se procedió a crear puentes hipotéticos, los cuales tenían una carga muerta obtenida de una ecuación propuesta por Hansell y Viest (1971), para puentes de acero. Esta fórmula relaciona el efecto de la carga muerta nominal en una viga a la longitud del claro y a la carga viva de diseño AASHTO 1996, (HS-20) tal que:

$$D=0.0433(L+I)claro \quad (6.6)$$

donde  $D$  es el efecto causado por la carga muerta en el miembro del puente, con las mismas unidades que el efecto de la carga viva,  $L$  es el efecto de la carga viva de diseño AASHTO (HS-20) en el componente,  $I$  es el factor de impacto del componente y  $claro$  es la longitud total del puente en metros.

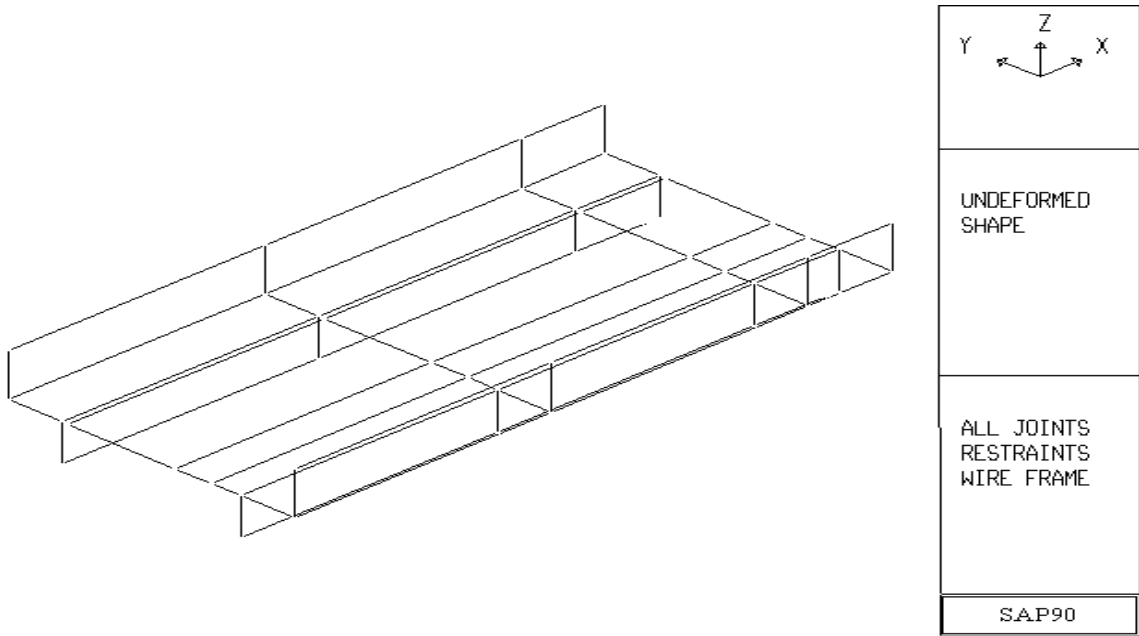
En la ec. 6.6 el efecto de la carga viva vehicular debió distribuirse a las vigas del puente, por lo tanto, es necesario calcular el factor de distribución a vigas,  $g$ . Para determinar  $g$  se emplearon dos procedimientos: en el primero, se utilizaron los procedimientos simplificados sugeridos por la norma y en el segundo el puente se modeló en el programa de elemento finito SAP90, (Wilson, 1994). Tanto la norma AASHTO de 1996 como la de 1994 sugieren que el factor de distribución  $g$  sea calculado como la reacción sobre la viga obtenida considerando que la losa actúa como una viga simplemente apoyada, colocando el camión a 60 cm de la barrera como se muestra en la figura 6.5. Con el procedimiento anterior se obtiene un factor de distribución  $g$ , de 0.65867. Mediante el modelado del puente con elemento finito, se obtuvieron factores de distribución  $g$ , de 0.66667, con lo cual existe un error del método simplificado con respecto al modelado de 1.2 %. Dado lo insignificante de esta diferencia, en lo que sigue se utilizará un factor de distribución de 0.65867. En la figura 6.6 se muestra la forma en como fue modelado el puente.

#### 6.4.1 Resistencia de la viga

La resistencia de la viga de acero del puente fue calculada de tal manera que en el diseño no existiese un sobrediseño con el fin de garantizar un diseño sin sobrerresistencia. Por lo tanto, la resistencia de la viga de acero fue calculada a partir de las siguientes ecuaciones de diseño:

$$AASHTO LFD (1996): \phi_{V \text{ ó } M}R=1.3D+2.17(L+I) \quad (6.7)$$

$$AAHSTO LRFD (1994) \phi_{V \text{ ó } M}R =1.25DC+1.50DW+1.75(I+IM)LL \quad (6.8)$$



**FIGURA 6.6. Modelado del Puente en Elemento Finito**

donde el factor de resistencia,  $\phi_V$  ó  $\phi_M$  para momento flexionante y cortante es igual a uno en ambos códigos.

En la ecuación de diseño 6.7, no se conocen el factor de sesgo y coeficiente de variación de la carga muerta  $D$ , los cuales son necesarios para realizar el análisis de confiabilidad. Sin embargo, se tienen los factores de sesgo y coeficientes de variación de la carga muerta debido a la superficie de asfalto,  $DW$  y la carga muerta debido a los demás componentes estructurales del puente  $DC$  (tabla 6.3). A partir de los datos anteriores se obtienen el factor de sesgo y el coeficiente de variación de  $D$  como se muestra a continuación:

$$D = DC + DW \quad (6.9)$$

$$\mu_D = \mu_{DC} + \mu_{DW} \quad \sigma_D^2 = \sigma_{DC}^2 + \sigma_{DW}^2 \quad (6.10)$$

$$\lambda_D = \frac{\mu_D}{D} = \frac{\mu_{DC} + \mu_{DW}}{DC + DW} = \frac{\lambda_{DC} DC + \lambda_{DW} DW}{DW + DC} \quad (6.11)$$

$$\delta_D = \sqrt{\frac{\sigma_D^2}{\mu_D^2}} = \sqrt{\frac{\sigma_{DC}^2 + \sigma_{DW}^2}{(\mu_{DC} + \mu_{DW})^2}} = \sqrt{\frac{(\delta_{DC} \lambda_{DC} DC)^2 + (\delta_{DW} \lambda_{DW} DW)^2}{(\lambda_{DC} DC + \lambda_{DW} DW)^2}} \quad (6.12)$$



donde  $\mu_x$ ,  $\sigma_x$ , es la media y desviación estándar de la variable  $X$  respectivamente, y  $\lambda_x$  y  $\delta_x$  es el factor de sesgo y el coeficiente de variación en ese orden.  $X$  es la variable que interviene en el problema ( $DC$ ,  $DW$  o  $D$ ).

La carga muerta nominal debido a la superficie de asfalto se conoce para todas las longitudes, pues resulta igual al espesor, que por norma es 75 mm (AASHTO, 1994), por el ancho de carril, que en nuestro caso es de 4.00 m, por la longitud respectiva del puente. De esta manera los valores de  $\lambda_D$  y  $\Omega_D$  son los siguientes:

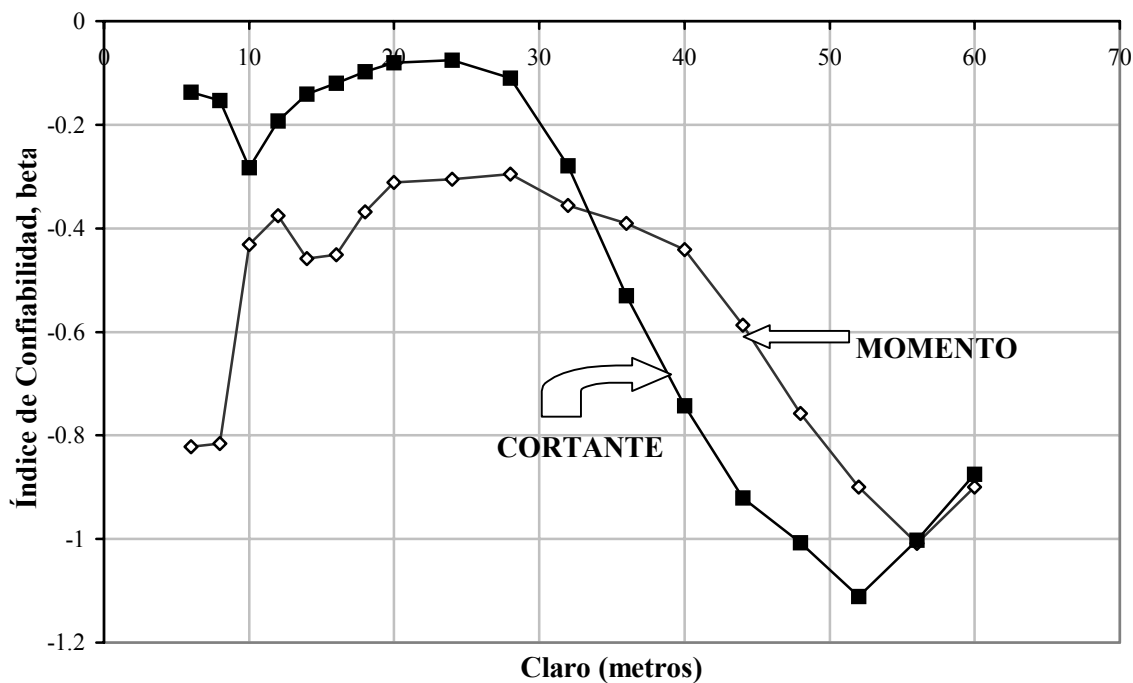
$$\text{Si } \lambda_{DC}=1.03 \quad \delta_{DC}=0.08 \quad \text{para vigas de acero compuestas} \quad (6.13)$$

$$\lambda_{DW}=1.00 \quad \delta_{DC}=0.25 \quad \text{para vigas de acero compuestas} \quad (6.14)$$

$$\text{En forma general } DW \approx 0.3DC \quad (6.15)$$

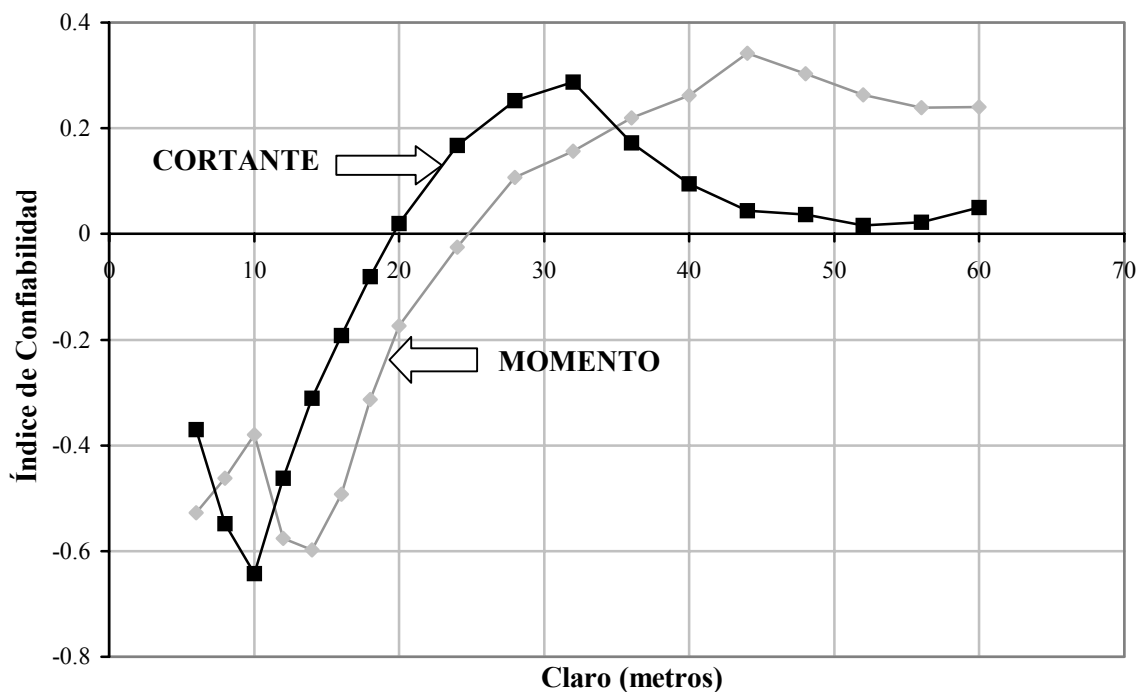
$$\lambda_D=1.023 \quad \Omega_{DC}=0.084 \quad (6.16)$$

Una vez realizadas todas las operaciones, se determinan los índices de confiabilidad  $\beta$ , para puentes diseñados con la ec. 6.7. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 6.7:



**FIGURA 6.7. Índices de Confiabilidad para Vigas de Acero Compuestas Diseñadas con AASHTO LFD (1996)**

En la figura 6.7 se observa que los índices de confiabilidad,  $\beta$  varían en el rango de 0 a  $-1.2$ , por lo que en este tipo de puentes deberían tenerse probabilidades de falla mayores al 50 % en todos los casos. Sin embargo, sería muy alarmista considerar que estos niveles de confiabilidad ocurren en la realidad, pues con seguridad se puede decir que los puentes no han fallado debido a factores que no han sido tomados en cuenta en este trabajo, como son la sobrerresistencia, la redundancia y la ductilidad del puente que pueden jugar un papel importante en la falla de las estructuras, además, los parámetros usados para obtener el índice de confiabilidad,  $\beta$  tratan de representar la condición más desfavorable que se pudiera presentar sobre el puente. Sin embargo, a pesar de que los factores anteriores sean tomados en cuenta para calcular la seguridad en nuestros puentes, es de esperarse que no alcancen los niveles de confiabilidad sugeridos en los códigos para puentes, los cuales son del orden de 3.5. Por lo tanto, nuestros puentes sufrirán un deterioro prematuro debido a las enormes cargas a las que estarán sometidos requiriéndose un mantenimiento constante para mantenerlos en buenas condiciones. En la figura 6.8 se muestran los índices de confiabilidad obtenidos con la ec. 6.8.



**FIGURA 6.8 Índices de Confiabilidad para Vigas de Acero Compuestas Diseñadas con AASHTO LRFD (1994)**

En la gráfica anterior se observa que los índices de confiabilidad varían de 0.4 a -0.6, mayores a los obtenidos con LFD (ec. 6.7), pero no por mucho. Esto es debido a que en el proceso de calibración del código AASHTO se usó un índice de confiabilidad objetivo de 3.5 obtenido a partir de la norma vigente en ese momento, por lo tanto, los cambios en la confiabilidad empleando la nueva norma de diseño LRFD no aumentarán la seguridad a valores razonables en México.

En los códigos de puentes de Estados Unidos y Ontario, se ha propuesto un índice de confiabilidad objetivo  $\beta_o$ , de 3.5, (Nowak, 1995; 1979) el cual está basado en la medición de la seguridad de los puentes en los países antes mencionados. Por lo tanto, en virtud de que nuestros puentes presentan índices de confiabilidad no adecuados y de que los reglamentos empleados en Estados Unidos han mostrado un buen desempeño, en este trabajo se adoptará el mismo **índice de confiabilidad objetivo de 3.5**.

## 6.5 Selección de factores de carga y resistencia

### 6.5.1 Métodos simplificados

Con el fin de tener una idea del orden de magnitud que tendrán los factores de carga y resistencia, se usará un método simplificado para calcularlos. Dicho método se basa en las siguientes hipótesis (Ang y Cornell, 1974):

Se considera que todas las variables aleatorias que intervienen en el problema tiene una distribución log-normal o normal, por lo que su probabilidad de falla está dada por:

$$p_f = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln \frac{\mu_R}{\mu_S}}{\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}} \right] \text{ log-normal}; \quad p_f = 1 - \Phi \left( \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \text{ normal} \quad (6.17)$$

donde  $\delta_R$  y  $\delta_S$  son el coeficiente de variación de la resistencia y efecto de las cargas respectivamente,  $\mu_R$  y  $\mu_S$  son los valores medios de la resistencia y las cargas en ese orden.

Al despejar el valor medio de la resistencia en la ec. 6.12, se tiene:

$$\mu_R = \mu_S \exp\left[\Phi^{-1}(1-p_f)\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}\right] \quad \text{log-normal} \quad (6.18)$$

$$\mu_R = \mu_S + \Phi^{-1}(1-p_f)\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad \text{normal} \quad (6.19)$$

Para variables normales y log-normales el índice de confiabilidad,  $\beta$ , está dado por:

$$\beta = \Phi^{-1}(1-p_f) \quad \therefore \mu_R = \mu_S \exp\left[\beta\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}\right] \quad \text{log-normal} \quad (6.20)$$

$$\mu_R = \mu_S + \beta\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad \text{normal} \quad (6.21)$$

Si se introduce la siguiente aproximación propuesta por Rosenblueth y Esteva, 1972.

$$\begin{array}{ll} \text{Log-normal} & \text{normal} \\ \alpha_1 = \frac{\sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}}{\delta_R + \sqrt{\delta_S^2}} & \alpha_1 = \frac{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}{\sigma_R + \sigma_S} \end{array} \quad \begin{array}{l} \delta_S^2 = \delta_{S_1}^2 + \dots + \delta_{S_n}^2 \\ \sigma_S^2 = \sigma_{S_1}^2 + \dots + \sigma_{S_n}^2 \end{array} \quad (6.22)$$

$$\alpha_2 = \frac{\sqrt{\delta_{S_1}^2 + \dots + \delta_{S_n}^2}}{\delta_{S_1}^2 + \dots + \delta_{S_n}^2} \quad \alpha_2 = \frac{\sqrt{\sigma_{S_1}^2 + \dots + \sigma_{S_n}^2}}{\sigma_{S_1} + \dots + \sigma_{S_n}} \quad (6.23)$$

entonces, las ecs. 6.20 y 6.21 quedan como:

$$\bar{\phi}\mu_R = \bar{\gamma}_1\mu_{S_1} + \dots + \bar{\gamma}_n\mu_{S_n} \quad (6.24)$$

donde en el caso de variables con distribuciones log-normales, los factores de carga y resistencia aplicados a los valores medios de las variables son:

$$\bar{\phi} = \exp[-\alpha_1\beta\delta_R] \quad \bar{\gamma}_i = \exp[\alpha_1\alpha_2\beta\delta_{S_i}] \quad (6.25)$$

los factores de carga y resistencia aplicados a los valores nominales de las variables se obtienen al multiplicarlos por los factores de sesgo correspondientes, es decir:

$$\phi = \lambda_R \exp[-\alpha_1\beta\delta_R] \quad \gamma_i = \lambda_{S_i} \exp[\alpha_1\alpha_2\beta\delta_{S_i}] \quad (6.26)$$

donde  $\lambda_R$  y  $\lambda_S$  son los factores de sesgo para la resistencia y efectos de carga respectivamente.

Cuando todas las variables que intervienen en el problema son normales, los factores de carga y resistencia son los siguientes:

$$\phi = \lambda_R(1 - \alpha_1 \beta \delta_R) \qquad \gamma_i = \lambda_{Si}(1 - \alpha_1 \alpha_2 \beta \delta_R) \qquad (6.27)$$

Para el caso en que las distribuciones son normales, se utiliza un procedimiento iterativo para determinar los valores de  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$ , debido a que dependen de los valores nominales de las variables, de los cuales, el valor nominal de la resistencia no se conoce debido a que se obtiene de la ecuación de diseño. Los factores de carga y resistencia obtenidos con los dos tipos de distribuciones se muestran en la figura 6.9.

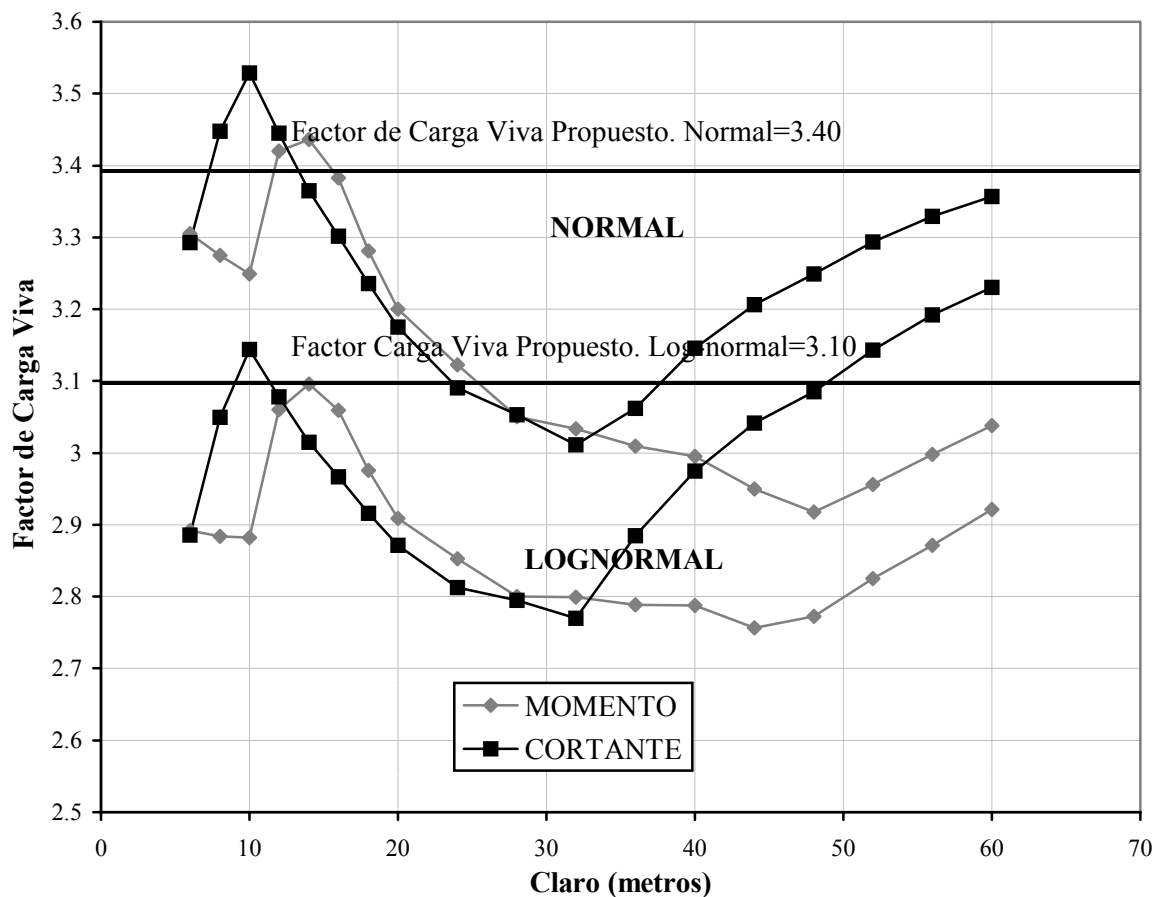
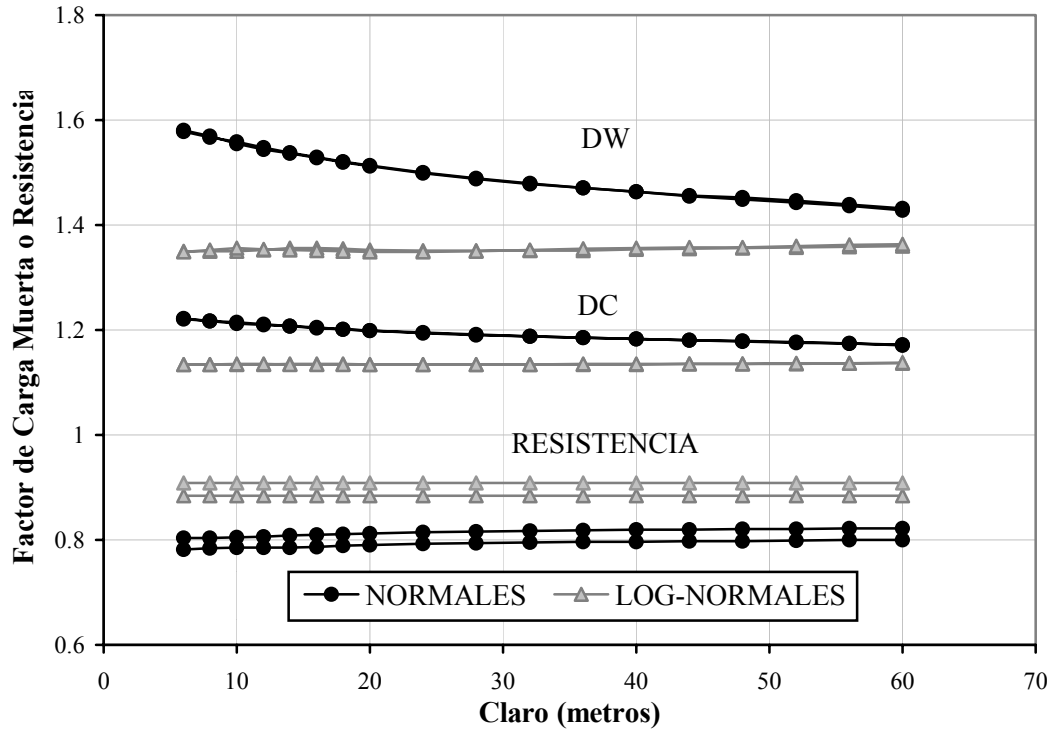


FIGURA 6.9. Factores de Carga Viva por Métodos Simplificados



**FIGURA 6.10. Factores de Carga Muerta y Resistencia por Métodos Simplificados**

En las figuras 6.9 y 6.10 se observa que los factores de carga y resistencia cuando las variables son consideradas como normales son mayores que cuando se consideran log-normales. Lo anterior demuestra lo sensitivo que son los factores parciales nominales al tipo de distribución de las variables. Esto es cierto cuando se tienen, asociados a los factores parciales, una probabilidad de falla muy pequeña como es el caso que se está analizando;  $\beta=3.5$ ,  $p_f=2.33 E-04$  (Ang y Cornell, 1974). A continuación se resumen los factores de carga y resistencia obtenidos para los dos tipos de distribución.

**TABLA 6.4. Factores de Carga y Resistencia por Métodos Simplificados**

Variable Aleatoria	Factor de Carga o Resistencia	
	Normal	Log-normal
Resistencia (R)	0.80	0.90
Carga Muerta (DC)	1.20	1.15
Carga Muerta debido al asfalto (DW)	1.50	1.35
Carga Viva Vehicular (LL)	3.40	3.10

### 6.5.2 Método de segundos momentos

Para un índice de confiabilidad dado, existen infinidad de factores de carga y resistencia que dan el mismo nivel de seguridad. Por lo tanto, es posible modificar sólo aquellos factores que interesan y seguir obteniendo el mismo índice de confiabilidad objetivo,  $\beta_o$ . Como la carga viva es la que presenta factores de sesgo muy diferentes a los determinados en Estados Unidos, en este trabajo se obtendrá su factor parcial nominal. El factor de resistencia también será obtenido, debido a que este es sensible al tipo de material considerado. Por lo tanto, la ecuación de diseño queda como sigue:

$$\phi R > 1.25DC + 1.50DW + \gamma_{LL}(1+IM)LL \quad (6.28)$$

donde  $LL$  es el efecto provocado por la carga viva HL93. Los factores de carga muerta son considerados iguales a los propuestos por las normas AASHTO (1994),  $\gamma_{DC}=1.25$  y  $\gamma_{DW}=1.50$ .

El procedimiento utilizado para la obtención de los factores de carga y resistencia se resume en el diagrama de flujo ilustrado en la figura 6.14. En las figuras 6.11 y 6.12 se muestran las variaciones del factor de carga viva y resistencia con el claro suponiendo un periodo máximo de crecimiento de las cargas vehiculares de 20 años obtenidos a partir de un método de segundos momentos.

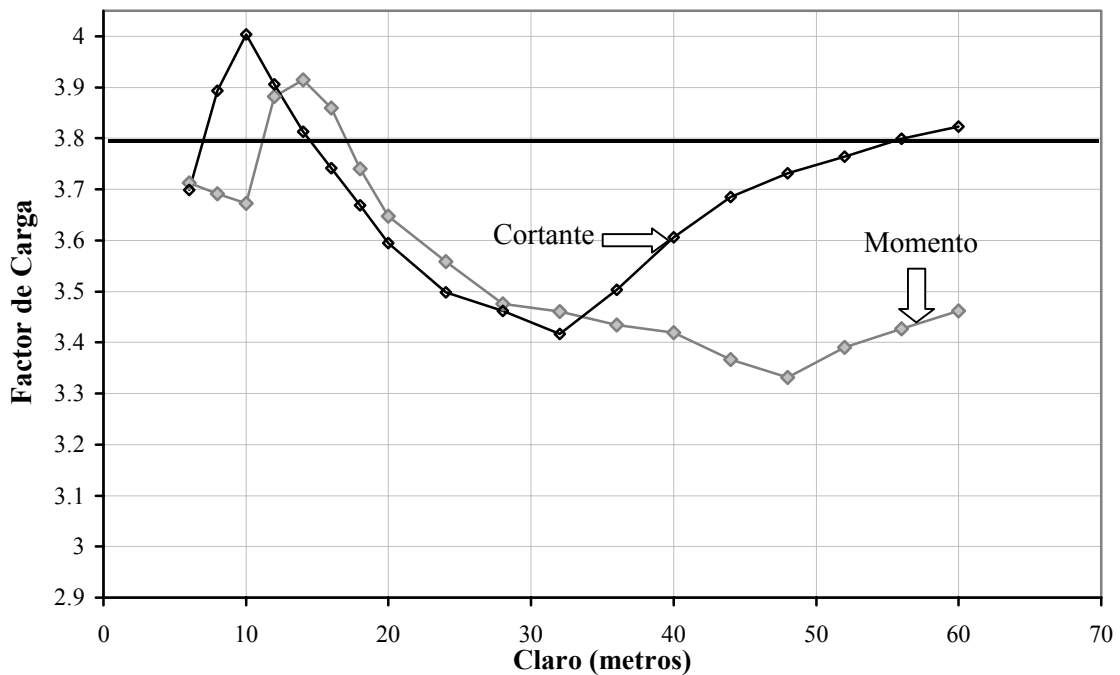
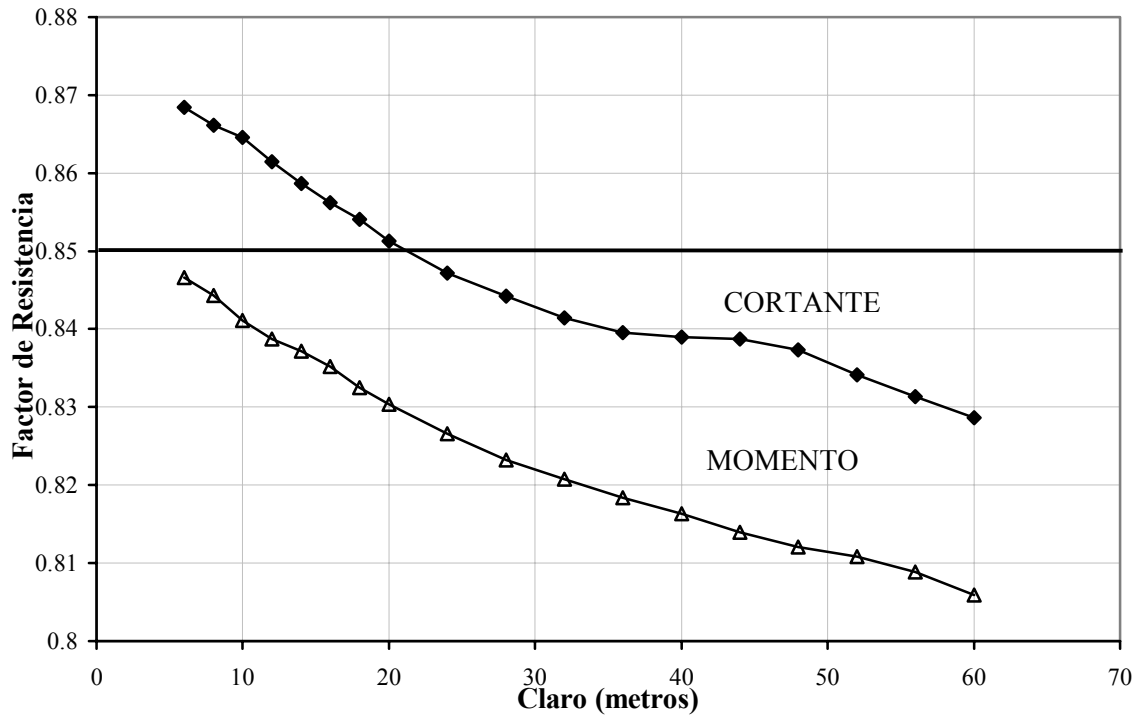
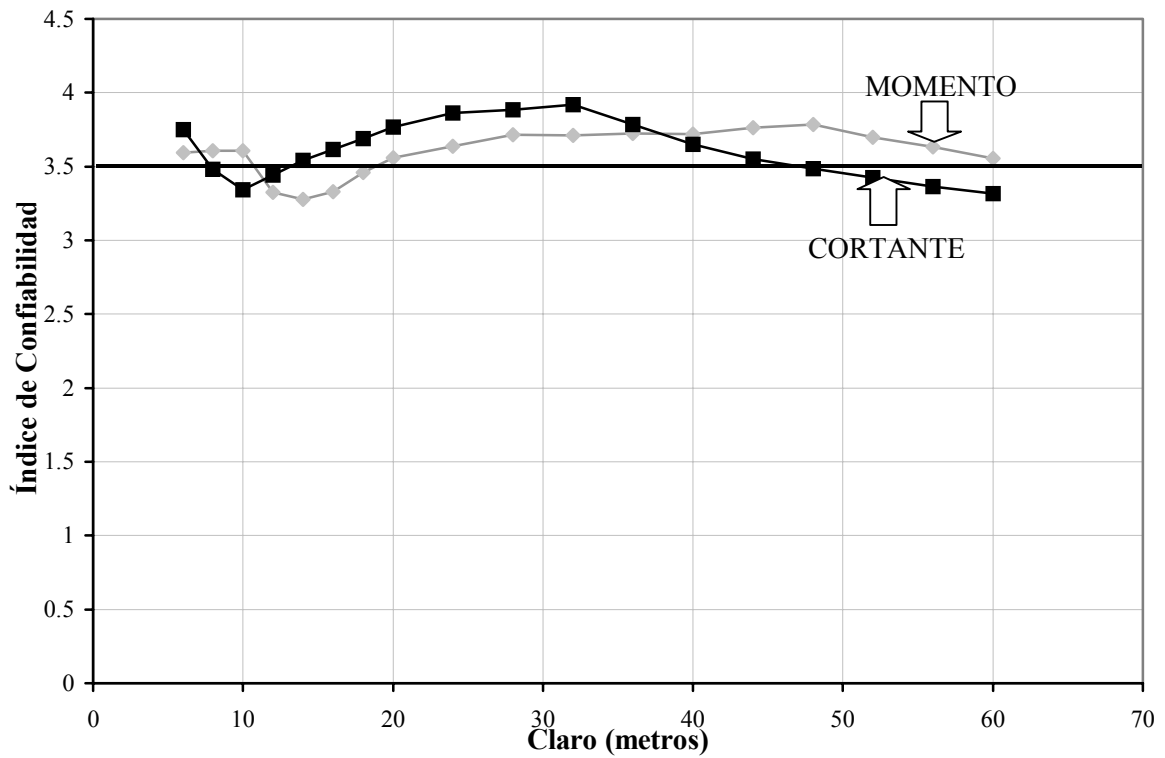


FIGURA 6.11 Factor de Carga Viva para el Modelo de Carga Viva HL93



**FIGURA 6.12. Factor de Resistencia Obtenido con el Modelo de Carga Viva HL93**



**FIGURA 6.13. Índices de Confiabilidad para los Nuevos Factores de Carga Viva y Resistencia Usando el Modelo de Carga Viva HL93**



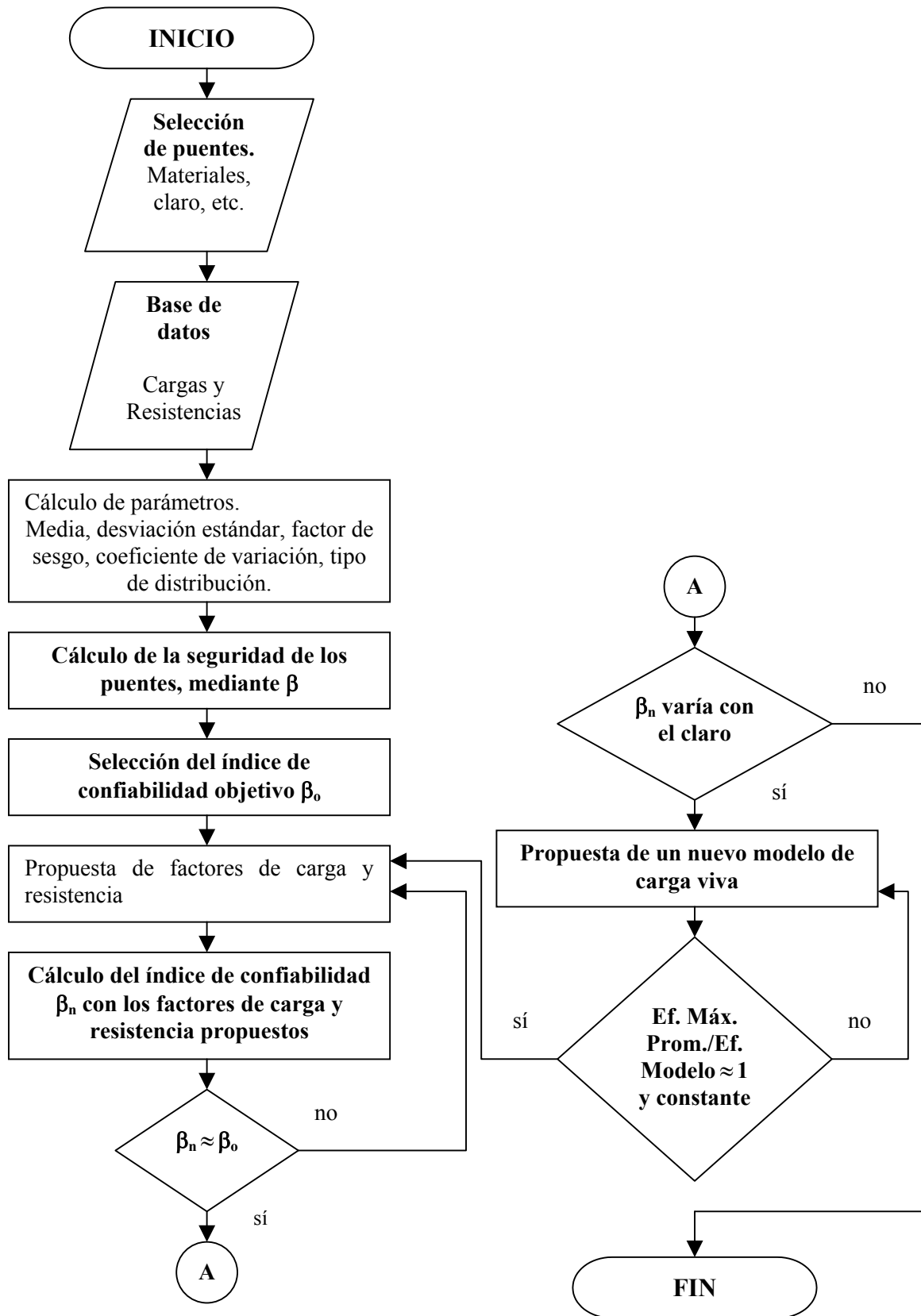


FIGURA 6.14. Diagrama de Flujo

De estas figuras se propuso un factor de carga viva de 3.8 y un factor de resistencia de 0.85. Los índices de confiabilidad que se obtienen con estos factores de carga y resistencia se muestran en la figura 6.13. Los índices de confiabilidad obtenidos con los nuevos factores de carga y resistencia dan valores entre 3.3 y 3.9, presentando valores menores al índice de confiabilidad objetivo  $\beta_o$ , para claros mayores de 50 metros para cortante y para claros de 10 a 20 m para momento y cortante. El hecho de que el índice de confiabilidad sea menor a 3.5 para claros de 10 a 20 m es debido a que el eje tándem domina para claros de 6 a 10 m, mientras que el camión domina en los restantes claros, sin embargo, en la simulación los camiones T3-S3 dominan los claros de 6 a 20 m, teniendo una distribución deficiente en sus ejes, lo que provoca efectos mayores para claros cortos. En los claros restantes, domina el camión T3-S2-R4. En este primer paso se ha logrado disminuir la dispersión del índice de confiabilidad de cerca de 1.0 a 0.6.

Sin embargo, el factor de carga viva de 3.8 propuesto, resulta poco usual en el diseño en códigos, pues los factores de carga y resistencia son por lo general valores menores a 2. Por lo tanto, con el fin de no dar una impresión de inseguridad a los diseñadores de puentes mexicanos es más recomendable usar factores de carga y resistencia que sean parecidos con los que se utilizan en la actualidad para el diseño de puentes. Esto es, para poder disminuir el factor de carga viva a valores cercanos a los propuestos por la norma AASHTO LRFD (1994) fue necesario aumentar el valor nominal de la carga viva. Esto equivale a modificar el modelo de carga viva vehicular.

#### **6.5.2.1 Modelo de carga viva propuesto**

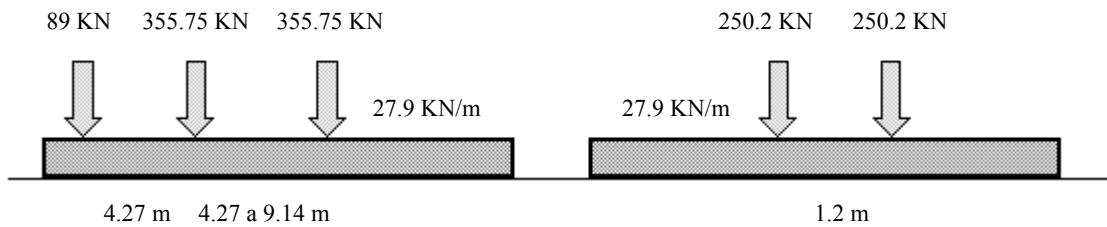
Considerando la necesidad de tener factores de carga realistas para su uso en códigos de puentes, se propuso el siguiente modelo de carga viva con el propósito de que éste tenga efectos similares a los producidos por el tránsito existente en México.

Los efectos producidos por las cargas vivas vehiculares actuales son del orden de 2.5 a 3 veces las producidas por el modelo HL93 AASHTO 1994 (vea la gráfica 5.8 y 5.9). Lo anterior produce que los factores de carga viva para un índice de confiabilidad objetivo de 3.5 sean del orden de 3.8, que es más de dos veces (1.75) el factor de carga viva propuesto por las normas AASHTO. Por lo tanto, con el fin de disminuir el factor de carga viva a valores cercanos a 1.75, resulta recomendable aumentar los efectos que produce el modelo de carga viva hasta obtener cocientes de efectos medios a nominal cercanos a 1.

El modelo que se sugiere a continuación se basa en el HL93, el cual consiste de un eje tándem, el camión HS20 y una carga uniforme. Las modificaciones realizadas a estos tres tipos de carga se indican a continuación:

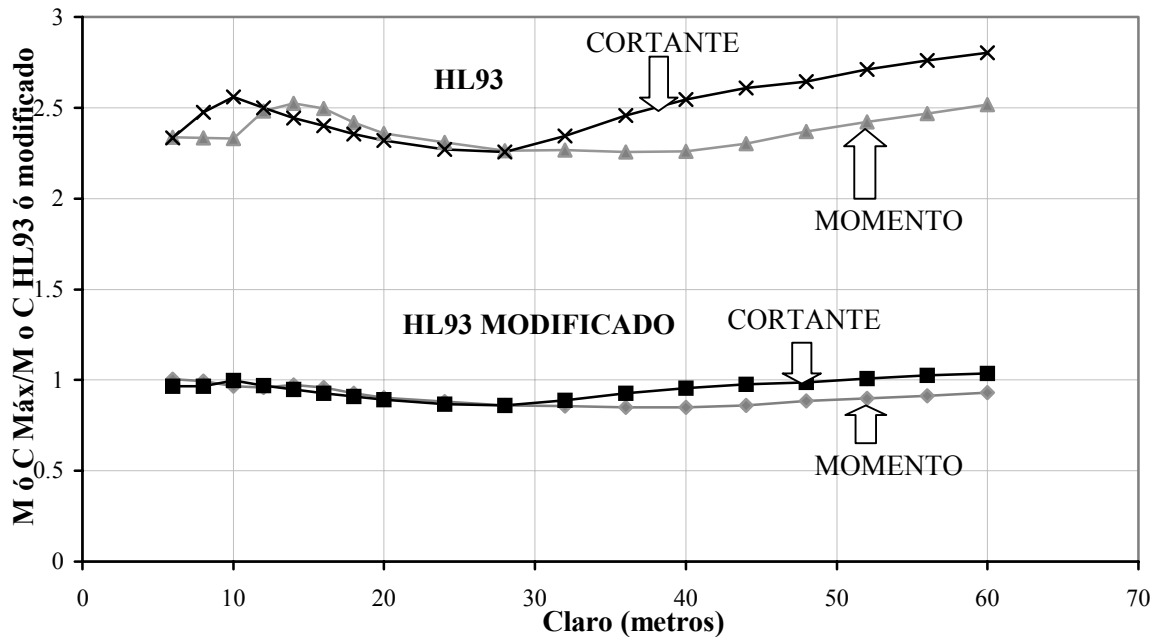
1. Se aumentó el peso del eje tándem en 2.25 veces.
2. Se considera un camión HS50.
3. La carga uniforme aumentó en 3 veces.

Los efectos provocados por este nuevo modelo de carga viva se obtienen de la misma forma que en el modelo HL93, es decir, el efecto de la carga uniforme se suma al máximo obtenido del eje tándem o del camión HS20. En la figura 6.14 se muestra el modelo de carga viva propuesto.



**FIGURA 6.14. Modelo de Carga Viva Propuesto**

Los resultados obtenidos con el nuevo modelo de carga viva se muestran en la figura 6.15:

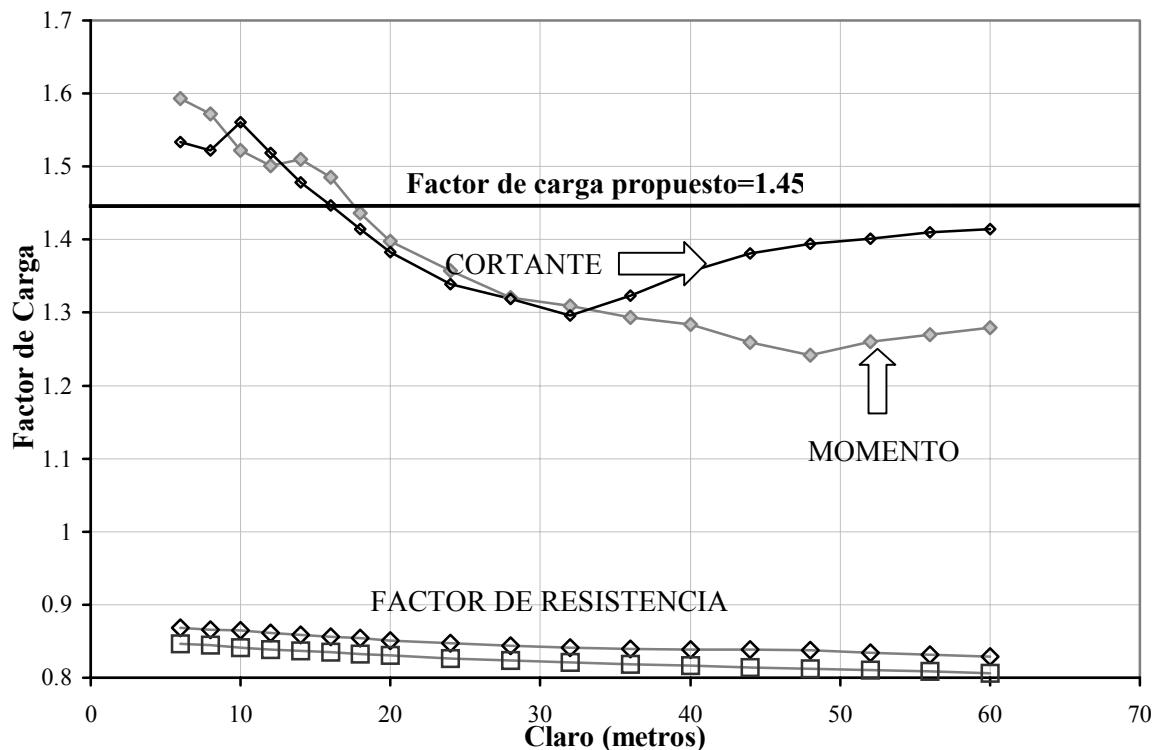


**FIGURA 6.15 Modelos de Carga Viva Adoptados**

Este nuevo modelo de carga viva presenta la ventaja de que sus valores son cercanos a los efectos máximos que provocará el tránsito nacional en 20 años, además estos valores tienen una menor variación con el claro.

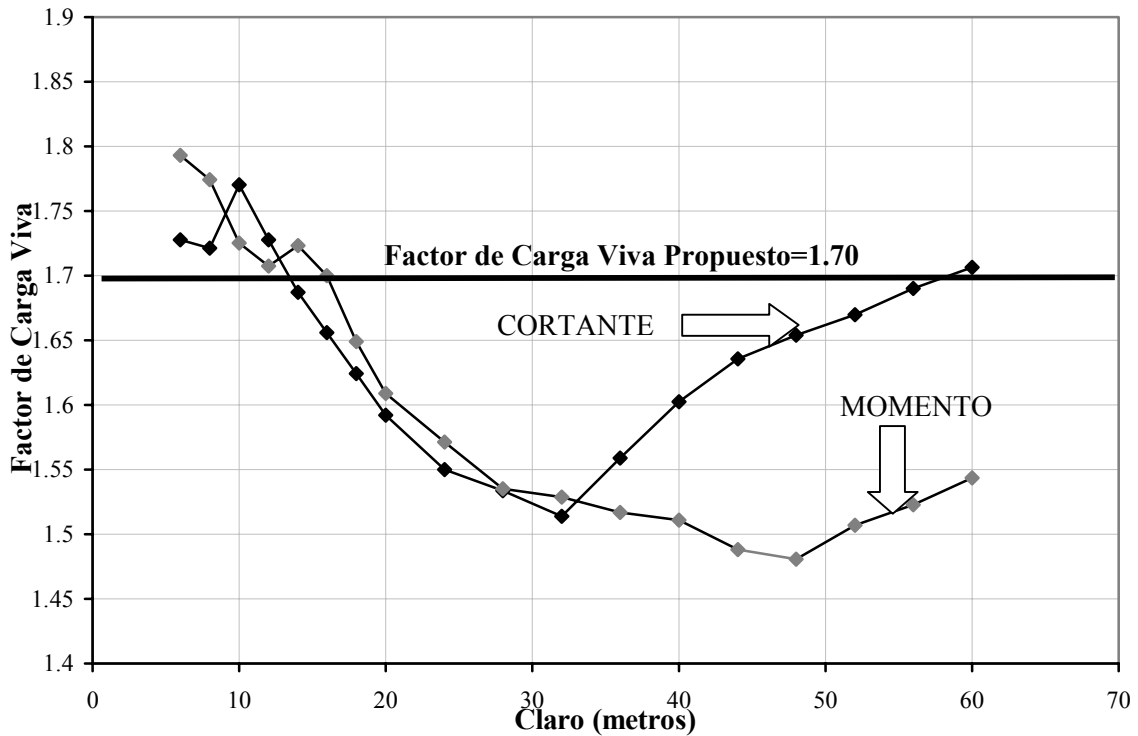
### 6.5.2.1.1 Factores de carga y resistencia obtenidos con el nuevo modelo de carga viva

El modelo de carga viva propuesto anteriormente, fue usado para calcular los factores de carga y resistencia. Dichos factores se muestran en la figura 6.16.



**FIGURA 6.16. Factores de Carga y Resistencia con el Nuevo Modelo de Carga Viva**

En esta figura se observa que el factor de carga viva es de 1.45 con un factor de resistencia de 0.85. Los cuales son cercanos a los propuestos por el reglamento AASHTO LRFD (1994) que son 1.75 y 1.00 para el factor de carga viva vehicular y resistencia para vigas de acero a flexión y cortante respectivamente. Sin embargo, es posible manipular el factor de resistencia de tal manera que sea igual al propuesto por la norma. De esta forma se obtiene un factor de carga viva vehicular de 1.70, figura 6.17.



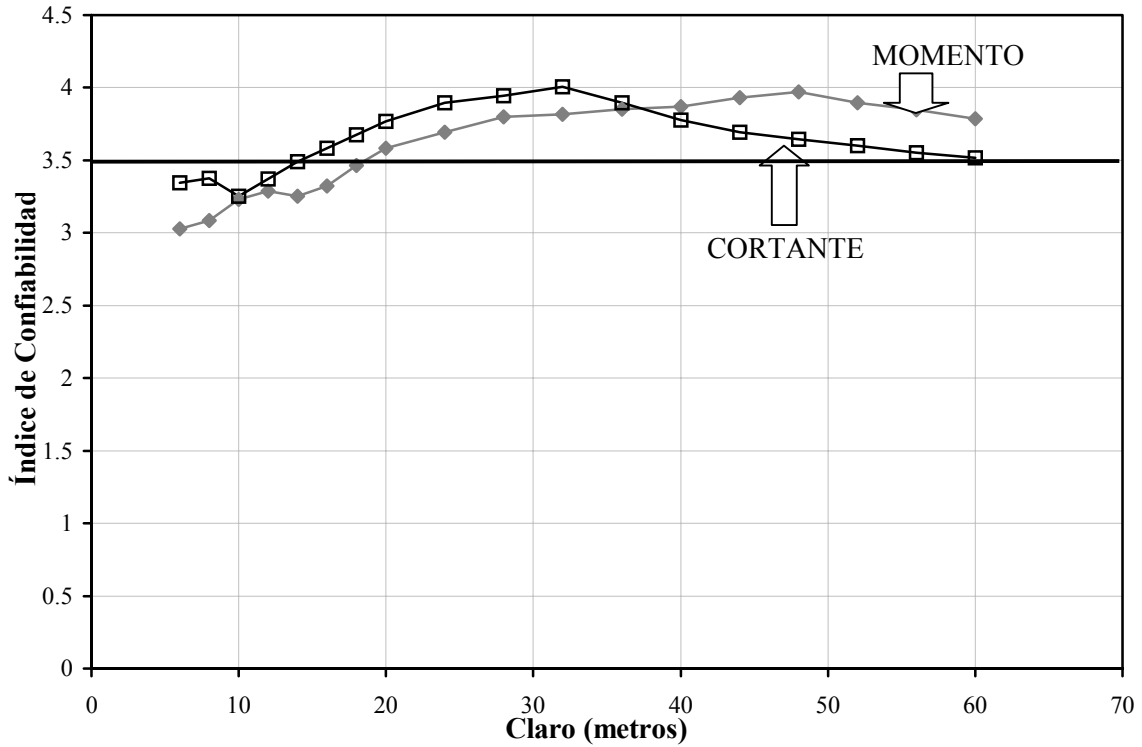
**FIGURA 6.17. Factores de Carga Viva para el Nuevo Modelo ( $\phi_R=1$ )**

En conclusión, en este estudio se proponen los siguientes factores de carga y resistencia para ser usados en el código para puentes AASHTO LRFD (1994):

**TABLA 6.5. Factores de Carga y Resistencia Finales**

Efecto de la Carga o Resistencia	Factores Parciales Nominales
<b>Resistencia</b>	<b>1.00</b>
<b>Muerta (DC)</b>	<b>1.25</b>
<b>Muerta debido al asfalto (DW)</b>	<b>1.50</b>
<b>Carga viva (LL)</b>	<b>1.70</b>

Dichos factores de carga y resistencia producen los siguientes índices de confiabilidad mostrados en la figura 6.18:



**FIGURA 6.18. Índices de Confiabilidad para los Factores de Carga y Resistencia Propuestos**

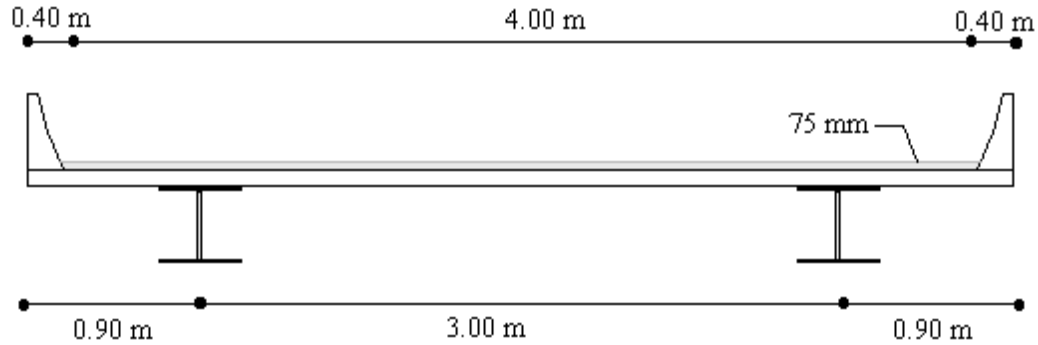
En conclusión, se han investigado dos alternativas a fin de garantizar el nivel de seguridad adoptado ( $\beta_0=3.5$ ). Si se adopta el modelo de carga viva HL93 el factor de carga viva es 3.8 y el factor de resistencia es 0.85. En cambio, si se adopta el modelo de carga viva HL93 modificado, el factor de carga viva es 1.70 y el factor de resistencia es 1.00. Debido a que en el diseño de estructuras es poco usual el uso de factores de carga mayores de 2.0, en este trabajo se adopta el modelo de carga viva HL93 modificado con sus factores de carga y resistencia.

## 7. IMPACTO DE LOS NUEVOS FACTORES DE CARGA EN EL DISEÑO DE Puentes

En los capítulos anteriores se comprobó que para que los puentes diseñados en México tengan probabilidades de falla muy pequeñas como las propuestas por los códigos de puentes actuales, es necesario proponer un nuevo modelo de carga viva cuyos efectos son alrededor de 3 veces los provocados por el modelo HL93, y un nuevo factor de carga viva de 1.70 y un factor de resistencia de 1.0. Por lo anterior, es de esperarse un aumento notable en la resistencia requerida por los puentes, lo cual impactará sobre las dimensiones de sus componentes. Por lo tanto, la construcción de nuevos puentes requerirá una inversión económica mayor de la requerida anteriormente. Sin embargo, existen otros factores que influyen además del costo inicial del puente, como son los costos de mantenimiento, costos debido a cierre del puente, pérdida de vidas humanas, etc. Por lo tanto, también es importante proporcionar la seguridad debida a nuestros puentes debido a que se pueden obtener ahorros importantes a largo plazo. Por esto, en este capítulo se analiza el impacto que tendrán el nuevo modelo de carga viva con sus factores de carga y resistencia en el diseño de puentes en México. El análisis consistirá en comparar el diseño con las normas AASHTO LRFD (1994) de una viga de acero de sección compuesta con el diseño de la misma viga pero utilizando ahora el nuevo modelo de carga viva con sus factores de carga y resistencia. Ambos diseños serán revisados en el estado límite de resistencia 1, pues fue este estado límite para el cual se propusieron las modificaciones. Los detalles contenidos en los diseños se muestran en las dos secciones siguientes:

### 7.1. Diseño de un puente usando las normas AASHTO LRFD (1994) con factores de carga actuales.

**Establecimiento del problema.** Se diseñó una viga de acero de sección compuesta de un puente simplemente apoyado de 20 m de claro cuya sección transversal se muestra en la figura 7.1. Se utilizó un  $f'c$  de 30 MPa y acero estructural tipo M270 Gr 345. El diseño se realizó siguiendo los lineamientos de las normas AASHTO LRFD (1994).



**FIGURA 7.1. Sección Transversal del Puente**

**Diseño de la losa.** Debido a que los factores de carga solamente se propusieron para las vigas de acero, la misma sección de losa fue propuesta para los dos diseños.

**Espesor de la losa.** El espesor mínimo recomendado por las normas es de 0.175 m [9.7.1.1]<sup>1</sup>. Se propone un espesor de 0.200 m más una superficie de desgaste que es de 0.015 m que en total dan 0.215 m. La porción de la losa en voladizo por lo general tiene un espesor mayor con el fin de tomar en cuenta las cargas debido a colisiones por lo que se propone un espesor de la losa en voladizo de 0.240 m.

Ya que en este trabajo no se obtuvieron los factores de carga para losas de concreto el refuerzo de ésta no se diseñará pero se considera que no varía de un diseño a otro.

**Peso transmitido a las vigas.** Como la sección es compuesta, las cargas muertas se dividieron en 3 partes:

*D1* representando el peso de los componentes estructurales y accesorios, que actúan sobre la sección no compuesta.

*D2* representando la carga muerta debido a la superficie de asfalto.

*D3* representando la carga muerta debido a la barrera.

Los efectos que provocan estos tres tipos de carga muerta y el efecto provocado por la carga viva se calcularon como a continuación se muestra.

<sup>1</sup> En adelante entre corchetes se indicará el artículo de las normas AASHTO LRFD (1994).



$$w = P_v * g * h_{LOSA} * s * gm \quad (7.1)$$

en el cual  $w$  es la carga uniforme ( $KN/m$ ),  $P_v$  es la masa por unidad de volumen ( $kg/m^3$ ),  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ ),  $h_{losa}$  es el espesor de la losa ( $m$ ),  $s$  es la separación entre vigas o longitud del voladizo ( $m$ ) y  $gm$  es el factor de distribución a vigas.

<i>D1</i>	Losas entre vigas	$(2400)(9.81)(0.215)(3)(0.5)/1000$	=7.593	<i>KN/m</i>
	Losas en voladizo	$(2400)(9.81)(0.24)(0.9)/1000$	=5.086	<i>KN/m</i>
	Peso de la viga		=2.5	<i>KN/m</i>
	Peso supuesto:		<b><math>w_{D1}^e</math></b>	<b>=15.206 <i>KN/m</i></b>

*D2* Peso de la superficie de asfalto con 75 mm de espesor.

$$P_v * g * h_{asf} * s_{asf} \quad (7.2)$$

en el cual  $h_{asf}$  es el espesor de la superficie de asfalto (0.075m),  $s_{asf}$  es el ancho de carril.

$$w_{D2}^e = (2250)(9.81)(0.075)(4.8 - 2 * 0.38) / (2 * 1000) = 3.344 \text{ KN/m}$$

*D3* Peso de la barrera. Considere que la barrera tiene una sección transversal con un área de:

$$A_{barrera} = 0.197312 \text{ m}^2$$

$$w_{D3}^e = (2400)(9.81)(0.197312) / 1000 = 4.646 \text{ KN/m}$$

**Efecto provocado por la carga viva vehicular HL93.** El efecto provocado por la carga viva vehicular se calcula mediante la siguiente ecuación [3.6.1.3]:

$$E_{f(1+IM)LL} = mg [ (E_{f_{tándem}} \text{ ó } E_{f_{camión}}) (1 + IM) + E_{f_{c. uniforme}} ] \quad (7.3)$$

donde  $E_{f_{tándem}}$ ,  $E_{f_{camión}}$ ,  $E_{f_{c. uniforme}}$  es el efecto máximo producido por el eje tándem, el camión y la carga uniforme respectivamente.  $IM$  es el factor de incremento dinámico permisible.

El factor de distribución a vigas para el puente en cuestión fue obtenido en el capítulo 6 y fue de:

$$mg = 0.65867.$$

El factor de incremento dinámico permisible ( $IM$ ) es 33% [3.6.1.1.2]

Los efectos provocados por el camión, eje tándem y carga uniforme fueron obtenidos mediante el programa SAP90 (Wilson, 1994). Los resultados obtenidos para la carga viva y carga muerta se muestran en las tablas 7.1 y 7.2:

**TABLA 7.1. Efecto Máximo Provocado por el Modelo de Carga Viva HL93**

Efecto	eje tándem	Camión	C. Uniforme	$Ef_{(1+IM)LL}$
Momento (KN/m)	1034.000	1238.000	464.999	1390.808
Cortante (KN)	213.400	278.775	92.999	305.472

**TABLA 7.2. Momentos y Cortantes Máximos sin Factorizar a Vigas.**

Tipo de Carga	w (KN/m)	Momento Máximo. Centro del claro (KN*m)	Cortante Máximo. Apoyos (KN)
D1	15.206	760.316	152.063
D2	3.344	167.200	33.440
D3	4.646	232.290	46.458
(1+IM)LL	-	1390.808	305.472

**Momentos y cortantes factorizados.** Los momentos y cortantes factorizados fueron obtenidos mediante [3.4.1]:

$$U = \eta[\gamma_{DC}DC + \gamma_{DW}DW + \gamma_{LL}(1+IM)LL] \quad (7.4)$$

donde  $U$  es el efecto de la carga factorizada, y  $\gamma_{DC}$ ,  $\gamma_{DW}$ ,  $\gamma_{LL}$  son los factores de carga muerta ( $DC$ ), carga muerta debido al asfalto ( $DW$ ) y carga viva ( $LL$ ) respectivamente.

Los factores de carga para el estado límite de resistencia 1 se muestran en la tabla 7.3 [Tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2]:

**TABLA 7.3. Factores de Carga para el Estado Límite de Resistencia 1.**

Tipo de Carga	Factor de Carga ( $\gamma$ )
Carga muerta (DC)	1.25
Carga muerta debido al asfalto (DW)	1.50
Carga viva vehicular (1+IM)LL	1.75

**Modificadores de carga.** El factor modificador de carga se obtiene como sigue [1.3.3 a 1.3.5]:

$$\begin{aligned} \text{Ductilidad } \eta_D &= 0.95; & \text{Redundancia } \eta_R &= 1.05; & \text{Importancia } \eta_I &= 1.05 \\ \eta &= \eta_D \eta_R \eta_I = 1.047 \end{aligned} \quad (7.5)$$

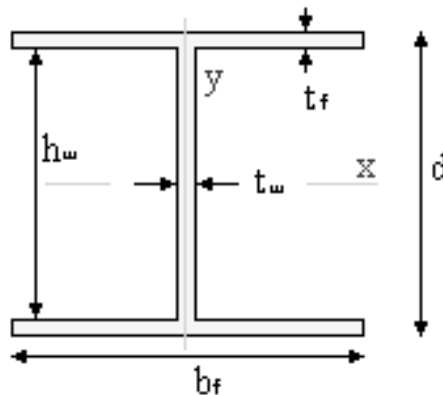
$$\begin{aligned} M_u &= 1.047[1.25(760.316) + 1.25(232.290) + \\ &+ 1.50(167.200) + 1.75(1390.808)] = 4111.440 \text{ KN*m} \end{aligned} \quad (7.6)$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1.047[1.25(152.063) + 1.25(46.458) + \\ &+ 1.50(33.440) + 1.75(305.472)] = 872.345 \text{ KN} \end{aligned} \quad (7.7)$$

**Sección de viga propuesta.** Se prueba con una sección **W 30 X 173 AISC** cuyas propiedades geométricas se resumen a continuación (AISC, 1986):

**TABLA 7.4. Propiedades Geométricas de la Viga**

$b_f$ (m)	Área ( $m^2$ )	$d$ (m)	$t_w$ (m)	$T_f$ (m)	$h_w$ (m)	$I_x$ ( $m^4$ )	$y_{\text{centroide}}$ (m)
0.38061	0.03277	0.77318	0.01664	0.02705	0.71907	0.00341	0.38659



**FIGURA 7.2. Nomenclatura para Vigas W, AISC**

donde  $I_x$  es el momento de inercia con respecto al eje horizontal centroidal y  $y_{\text{centroide}}$  es la distancia vertical desde el patín inferior al centroide de la sección. La nomenclatura restante se muestra en la figura 7.2.

**Ancho de losa.** El ancho de losa que trabajará en conjunto con las vigas será el menor de las siguientes distancias [4.6.2.6]:

- Un cuarto de la longitud de claro promedio.  $(0.25)(20)=$  *5.00 m*
- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.  $(12)(0.228)+1/2(0.3806)=$  *2.92 m*
- La distancia entre vigas adjuntas. *3.00 m*

Por lo tanto,  **$b_i=2.92 m$** .

En vigas exteriores, el ancho efectivo de losa es la mitad de las vigas interiores adjuntas, más el menor de los siguientes:

- Un octavo de la longitud de claro efectiva.  $1/8(20)=$  *2.50 m*
- Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín superior de la viga.  $6(0.228)+1/4(0.3806)=$  *1.46 m*
- La longitud del volado. *0.90 m*

Por lo que la longitud de losa efectiva es la siguiente:

$$b_e=2.92/2+0.9=2.36 m \quad (7.8)$$

**Propiedades de la sección compuesta.** Cuando el concreto tiene un  $f'_c$  de 30 MPa, la relación de módulos es [6.10.5.1.1b]  $n=8$

Secciones que soportarán las cargas [6.10.5]

1. Peso de la viga y losa ( $D1$ ), soportados por la viga solamente.
2. Carga muerta impuesta ( $D2$  y  $D3$ ), soportada por la sección compuesta a largo plazo ( $3n$ ).
3. Carga viva con impacto ( $I+IM$ ) $LL$ , soportada por la sección compuesta a corto plazo ( $n$ ).

Las propiedades geométricas de la sección compuesta a corto y largo plazo fueron obtenidas por medio de un programa escrito en lenguaje Java (Structural Software, 1996), a continuación se muestran los resultados obtenidos:

**TABLA 7.5. Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta**

$I_{Xn}$ ( $m^4$ )	$Y_{Tn}$ (m)	$Y_{Bn}$ (m)	$S_{Tn}$ ( $m^3$ )	$S_{Bn}$ ( $m^3$ )	$I_{X3n}$ ( $m^4$ )	$Y_{T3n}$ (m)	$Y_{B3n}$ (m)	$S_{T3n}$ ( $m^3$ )	$S_{B3n}$ ( $m^3$ )
0.00888	0.06010	0.71310	0.14775	0.01245	0.00659	0.19207	0.58113	0.03433	0.01135

En la tabla 7.5,  $Y_T$  y  $Y_B$  son las distancias verticales del centroide de la sección a la parte superior e inferior de la viga respectivamente.  $S_T$  y  $S_B$  son los módulos de sección en la parte superior e inferior de la viga, respectivamente. Los subíndices  $n$  y  $3n$  hacen referencia a la sección a corto y largo plazo respectivamente.

**Requisitos de Proporción.** La viga debe cumplir con ciertos requisitos de proporción para que las fórmulas empleadas sean válidas [6.10.1.1].

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (7.9)$$

donde  $I_{yc}$  es el momento de inercia con respecto al eje vertical centroidal del patín de la viga, y  $I_y$  es el momento de inercia con respecto al eje vertical centroidal de la viga.

$$I_y = 249 \times 10^{-6} m^4; I_{yc} = 1/12(0.027)(0.3806)^3 = 124 \times 10^{-6} m^4$$

$$0.1 < I_{yc}/I_y = 0.50 < 0.90$$

**Muy Bien**

**Esfuerzos Máximos.** En la tabla 7.6 se resumen los esfuerzos en la parte superior e inferior de la viga.

**TABLA 7.6. Esfuerzos Máximos a Flexión debido a la Carga Factorizada.**

Carga	Momento (KN*m)	$S_T$ ( $m^3$ )	$S_b$ ( $m^3$ )	$S_{Tn}$ ó $T_{3n}$ ( $m^3$ )	$S_{bn}$ ó $b_{3n}$ ( $m^3$ )	Esfuerzo Sup. (MPa)	Esfuerzo Inf. (MPa)
<b>D1</b>	950.3951	-0.00875	0.00875			-108.641	108.641
<b>D2</b>	250.7988			0.034327	0.011345	7.306184	22.10643
<b>D3</b>	290.3637			0.034326	0.011340	8.458776	25.59385
<b>LL+IM</b>	2433.913			0.147749	0.012451	16.47325	195.4762
<b>Total (<math>\eta=1.047</math>)</b>						<b>-80.0220</b>	<b>368.4845</b>

En esta tabla 7.6 las propiedades de la sección compuesta a corto plazo ( $S_{Tn}$  y  $S_{Bn}$ ), sólo se utilizaron para la carga viva. Se observa que los esfuerzos a compresión están dentro del rango elástico, sin embargo en la parte inferior de la viga los esfuerzos son superiores al esfuerzo de fluencia del acero,  $F_y = 250 MPa$ . Por lo tanto, el patín inferior fluye.

**Cálculo de las fuerzas plásticas.** En la determinación de las fuerzas, se desprecia la contribución del refuerzo de la losa resultando:

$$\text{Losa } P_s = 0.85f'_c b_e h_{losa} = 0.85(30)(2.36)(0.215) = 12939 \text{ KN}$$

$$\text{Viga } P_{viga} = 2(250)(0.3806)(0.02705) + (250)(0.01664)(0.719) = 8139 \text{ KN}$$

Por lo tanto, como  $P_s > P_{viga}$ , el eje neutro plástico ( $\bar{Y}$ ) se encuentra en la losa, esto es:

$$\frac{\bar{Y}}{h_{losa}} P_s = P_{viga} \quad \bar{Y} = 0.215(8139) / 12939 = 0.135 \text{ m}$$

**Determinación si la sección es compacta.** Una sección es compacta, si la esbeltez de su alma cumple con la ec. 7.10 [6.10.5.2.2c]:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 376 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (7.10)$$

donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia en el alma,  $E$  el módulo de elasticidad,  $D_{cp}$  es la profundidad del eje neutro plástico en el alma. Como el eje neutro plástico está en la losa,  $D_{cp} = 0$  y la sección se clasifica como compacta, por lo que:  $M_n = M_p$ .

**Cálculo del momento plástico.** Para calcular el momento plástico, se toman momentos con respecto al eje neutro plástico. En la tabla 7.7 se muestran las fuerzas con sus respectivos brazos de palanca.

$$M_p = \frac{\bar{Y}}{h_{losa}} P_s d_s + P_{PT} d_{PT} + P_{alma} d_{alma} + P_{PB} d_{PB} \quad (7.11)$$

**TABLA 7.7. Momento Plástico.**

	Fuerzas P (KN)	Palanca d (m)	Momento Plástico (KN*m)
<b>Losa compresión</b>	12939.54842	0.0676166	550.3229887
<b>Patín superior</b>	2574.031142	0.1182922	304.4879274
<b>Alma</b>	2990.808535	0.4913547	1469.54797
<b>Patín inferior</b>	2574.031142	0.8644172	2225.036913
<b>Momento Plástico Total</b>			<b>4549.3958</b>

Para puentes simplemente apoyados, la resistencia a flexión nominal es [6.10.5.2.2a]:

$$M_n = M_p = 4549.396 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_r = \phi_f M_n = 1.0(4549.396) = 4549.396 \text{ KN}\cdot\text{m} > M_u = 4111.44 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

**Muy Bien**

en el cual  $\phi_f$  es el factor de resistencia a flexión para vigas de acero y  $M_r$  es el momento resistente.

**Ductilidad requerida en flexión positiva.** Se probará que el patín inferior a tensión alcanzará su esfuerzo de fluencia antes de que la losa a compresión se agriete. Para esto, es necesario cumplir lo siguiente [6.10.5.2.2b]:

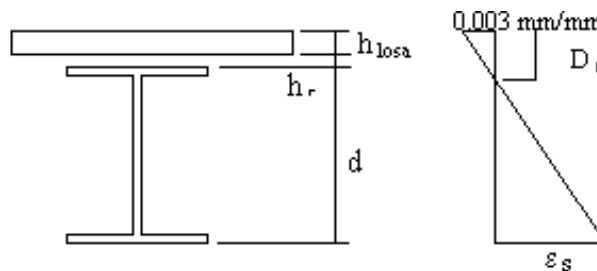
$$D_p \leq \frac{d + h_{losa} + h_r}{7.5} \quad (7.12)$$

donde:  $D_p$  es la distancia desde la parte superior de la losa al eje neutro plástico,  $d$  es el peralte de la sección de acero, y  $h_r$  es el recubrimiento que existe entre la losa y la viga, el cual se propuso igual a 0.025 m.

$$(0.7732 + 0.215 + 0.025) / 7.5 = 0.1351 \text{ m} < D_p = 0.1352$$

**No cumple el requisito**

Por lo que las normas [6.10.5.2.2b] recomiendan que la resistencia no sea mayor de la basada en las relaciones esfuerzo-deformación y de compatibilidades de deformaciones del acero y concreto.



**FIGURA 7.3. Deformaciones en la Sección Compuesta**

Basados en la figura 7.3 y en las relaciones de triángulos semejantes, se calculan las deformaciones en el patín superior e inferior de la viga con el fin de comprobar que la sección ha desarrollado por completo su esfuerzo de fluencia  $F_y$ . La deformación unitaria en el patín inferior es:

Deformación unitaria de fluencia del acero.

$$\varepsilon_{sy} = F_y / E_s = 250 \text{ MPa} / 200000 \text{ MPa} = 0.00125 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003(d + h_r + h_{losa}) / D_p - 0.003 = 0.003(0.7732 + 0.215 + 0.025) / 0.1352 -$$

$$0.003 = 0.0195 \text{ mm/mm} > \varepsilon_{sy} = 0.00125 \text{ mm/mm}$$

**Muy Bien**

Se comprueba que el patín superior fluye:

$$\varepsilon_{sup} = (\varepsilon_s + 0.003)(h_{losa} + h_r + t_f) / (d + h_{losa} + h_r) = (0.0195 + 0.003)(0.215 + 0.025 + 0.027) /$$

$$/ (0.7732 + 0.215 + 0.025) = 0.00593 \text{ mm/mm} > \varepsilon_{sy} = 0.00125 \text{ mm/mm}$$

**Muy Bien**

Tanto el patín superior como inferior fluyen por lo que se considera que la viga de acero puede desarrollar su momento plástico antes de que la losa se agriete, es decir,  $M_n = M_p$ .

**Diseño por cortante.** Se considera que el alma de la viga no se encuentra rigidizada, por lo que para que el cortante plástico pueda presentarse antes que el pandeo del alma, es necesario que se cumpla [6.10.7.2]:

$$\frac{D}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad (7.13)$$

en el cual  $F_{yw}$  es el esfuerzo de fluencia en el alma y  $D$  es el peralte del alma.

$$D/t_w = 0.719 / 0.0166 = 43.22 < 2.46 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.58$$

**Muy Bien**

Por lo tanto,

$$V_n = V_p = 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58(250)(0.719)(0.0166) = 1734.67 \text{ KN}$$

$$V_r = 1.00 V_n = 1734.67 \text{ KN} > V_u = 872.345 \text{ KN}$$

**Muy Bien**

**Diseño de los rigidizantes en los apoyos** [6.10.8.2]. Para que los rigidizantes en los apoyos no sean requeridos es necesario que se cumpla:

$$0.75 \phi_b V_n = 0.75(1.0)(1734.67) = 1301 \text{ KN} > V_u = 872.345 \text{ KN}$$

**Muy Bien**

Por lo tanto, los rigidizantes no son requeridos.



Durante la colocación de la losa, la sección aún no es compuesta, y se tendrá que comprobar que la viga de acero puede soportar su peso y el peso de la losa. Se comprueba que no ocurre pandeo en el alma de la viga con [6.10.5.3.2b]:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (7.14)$$

donde  $D_c$  es la longitud a compresión del alma en el rango elástico y  $f_c$  es el esfuerzo en el patín a compresión debido a la carga factorizada.

$$D_c = y_{centroide} - t_f = 0.387 - 0.027 = 0.36 \text{ m}$$

$$M_{Dlf} = \eta \gamma_{DC} M_{DI} = 1.047(1.25)(760.32) = 995.42 \text{ KN*m}$$

$$f_c = M_{Dlf} / S_T = 995.42 / 0.00874 = 113.79 \text{ MPa}$$

$$2(0.36) / 0.0166 = 43.22 < 6.77 \sqrt{\frac{200000}{113.79}} = 283.83 \text{ MPa}, \quad \text{Muy Bien}$$

donde  $M_{Dlf}$  es el momento factorizado debido a la carga  $DI$ .

**Pandeo del patín a compresión.** Se comprueba que el patín superior no se pandea antes de que la losa se endurezca. Para evitar el pandeo debe cumplirse que [6.10.5.3.3c]:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{2D_c / t_w}}} \quad (7.15)$$

$$0.3806 / (2 * 0.027) = 7.035 < 1.38 \sqrt{\frac{200000}{113.79 \sqrt{43.22}}} = 22.564, \quad \text{Muy Bien}$$

**Distancia entre puntales.** Con el fin de dar soporte al patín a compresión mientras la losa se endurece, es necesario colocar puntales en la viga a una distancia dada por [6.10.5.3.3d]:

$$L_b \leq 1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (7.16)$$

en el cual  $L_b$  es la distancia entre puntales,  $r_t$  es el mínimo radio de giro del patín a compresión de la sección de acero y  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia del patín a compresión.

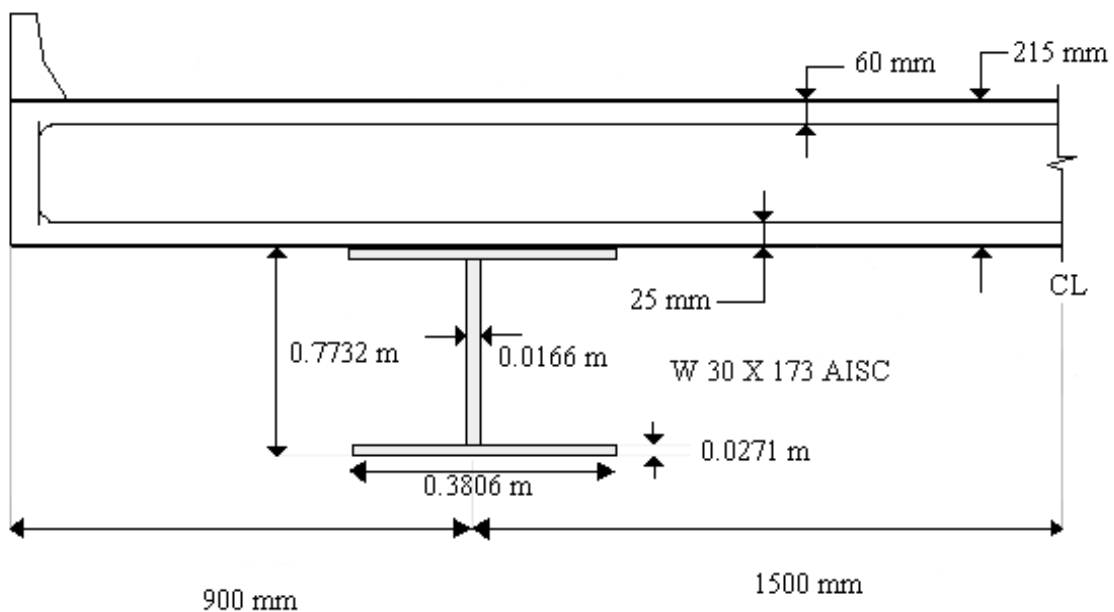
$$I_t = 1/12(0.027)(0.3806)^3 = 124.3 \times 10^{-6}, \quad A = 0.027(0.3806) = 0.0103 \text{ m}^2$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} = \sqrt{\frac{124.3 \times 10^{-6}}{0.0103}} = 0.1099 \text{ m}$$

$$L_b < 1.76(0.1099) \sqrt{\frac{200000}{250}} = 5.47 \text{ m}$$

La colocación de puntales para el patín a compresión se hará a cada 5 m. Sin embargo, los puntales no serán permanentes pues la losa dará el apoyo suficiente al patín para evitar el pandeo.

Habiendo cumplido todos los requisitos para momento y cortante que marcan las normas AASHTO LRFD (1994) para el estado límite de resistencia I, se concluye que la sección compuesta propuesta es satisfactoria. A continuación se muestra la sección transversal del puente con las dimensiones finales.



**FIGURA 7.4. Sección Transversal Propuesta con las normas AASHTO (1994)**

## **7.2. Diseño de un puente usando las normas AASHTO LRFD (1994) con factores de carga modificados.**

En esta sección se usa un procedimiento similar al empleado en el primer diseño, pero en este caso utilizando los factores de carga y modelo de carga viva propuestos.

**Espesor de la losa.** Se considera que el espesor de la losa será el mismo, pues no han sido calculados los factores de carga y resistencia para losas de concreto con el nuevo modelo de carga. En conclusión se utilizó un espesor de 0.215 m entre vigas y 0.24 m para la porción de losa en voladizo.

**Peso transmitido a las vigas.** Será el mismo que el encontrado en el primer diseño, pero se propone un mayor peso de la viga de acero (4KN/m), debido a que se considera que la sección tendrá una mayor sección transversal.

**Efecto provocado por la nueva carga viva.** Este efecto se calcula con la siguiente ecuación:

$$Efm_{(1+IM)LL} = mg[(Efm_{tándem} \text{ ó } Efm_{camión})(1+IM) + Efm_{c. uniforme}] \quad (7.17)$$

donde  $Efm_{tándem}$ ,  $Efm_{camión}$ ,  $Efm_{c. uniforme}$  son el efecto máximo producido por el eje tándem modificado, el camión y la carga uniforme modificados respectivamente. El factor de incremento dinámico y el factor de distribución a vigas no cambian ( $mg=0.65867$ ,  $IM=33\%$ ). Los efectos provocados por el nuevo modelo de carga viva y la carga muerta sobre el puente se muestran en las tablas 7.7 y 7.8.

**TABLA 7.7. Efecto Máximo Provocado por el Nuevo Modelo de Carga Viva**

Efecto	eje tándem	Camión	C. Uniforme	$Efm_{(1+IM)LL}$
Momento (KN/m)	2326.50	3095.00	1395.00	3630.16
Cortante (KN)	480.15	696.94	279.00	794.31

**TABLA 7.8. Momentos y Cortantes Máximos sin Factorizar.**

Tipo de Carga	w (KN/m)	Momento Máximo. Centro del claro (KN*m)	Cortante Máximo. Apoyos (KN)
D1	16.73	836.300	167.260
D2	3.344	167.200	33.440
D3	4.646	232.290	46.458
(1+IM)LL <sub>m</sub>	-	3630.16	794.31

**Momentos y cortantes factorizados.** Para obtener los momentos y cortantes factorizados se emplea la ec. 7.18 donde  $LL_m$  representa el efecto provocado por el nuevo modelo de carga viva.

$$U = \eta[\gamma_{DC}DC + \gamma_{DW}DW + \gamma_{LL}(1+IM)LL_m] \quad (7.18)$$

Los factores de carga propuestos para el estado límite de resistencia 1 se muestran en la tabla 7.9:

**TABLA 7.9. Factores de Carga Propuestos**

Tipo de Carga	Factor de Carga ( $\gamma$ )
Carga muerta (DC)	1.25
Carga muerta debido al asfalto (DW)	1.50
Carga viva vehicular (1+IM) $LL_m$	1.70

**Modificadores de carga.** Son los mismos que en el primer diseño ( $\eta=1.047$ ).

$$M_u = 1.047[1.25(836.300) + 1.25(232.290) + 1.50(167.200) + 1.70(3630.16)] = 8125.337 \text{ KN*m} \quad (7.19)$$

$$V_u = 1.047[1.25(167.260) + 1.25(46.458) + 1.50(33.440) + 1.70(794.31)] = 1746.635 \text{ KN} \quad (7.20)$$

**Sección de viga propuesta.** Se probará una sección **W 40 X 277 AISC** cuyas propiedades geométricas se resumen en la tabla 7.10 (AISC, 1986):

**TABLA 7.10. Propiedades Geométricas de la Viga**

$b_f$ (m)	Área ( $m^2$ )	d (m)	$T_w$ (m)	$t_f$ (m)	$h_w$ (m)	$I_x$ ( $m^4$ )	y centroide (m)
0.40208	0.05245	1.00813	0.02108	0.04000	0.92812	0.009115	0.50406

**Ancho de losa.** El ancho de losa que trabajará en conjunto con las vigas es:

- Doce veces el espesor de la losa promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga.  $(12)(0.228) + 1/2(0.40208) = 2.93 \text{ m}$

Las otras dos opciones no cambian (5 m y 3 m), por lo tanto:  $b_i = 2.93 \text{ m}$

El ancho efectivo para el volado es:

- Seis veces el espesor promedio de la losa, más el mayor de la mitad del espesor del alma o un cuarto del ancho del patín de la viga.  $6(0.228)+1/4(0.40208)=1.47\text{ m}$
- Las otras dos opciones son 0.9 m y 2.5 m, por lo que la longitud de losa efectiva en voladizo es 0.9 m.

La longitud de losa efectiva para cada viga es:

$$b_e=2.93/2+0.9=2.37\text{ m} \quad (7.21)$$

**Propiedades de la sección compuesta.** La relación modular para un  $f'c=30\text{ MPa}$  es  $n=8$ . Las propiedades geométricas de la sección a largo y corto plazo se muestran en la tabla 7.11:

**TABLA 7.11. Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta**

$I_{Xn}$ ( $\text{m}^4$ )	$Y_{Tn}$ (m)	$Y_{Bn}$ (m)	$S_{Tn}$ ( $\text{m}^3$ )	$S_{Bn}$ ( $\text{m}^3$ )	$I_{X3n}$ ( $\text{m}^4$ )	$Y_{T3n}$ (m)	$Y_{B3n}$ (m)	$S_{T3n}$ ( $\text{m}^3$ )	$S_{B3n}$ ( $\text{m}^3$ )
0.0198	0.1666	0.8414	0.1191	0.0236	0.0146	0.3261	0.6819	0.0449	0.0215

**Requisitos de Proporción.** Se revisa que la proporción de la viga es la adecuada al cumplir con la ec. 7.9.

$$I_y=333 \times 10^{-6}\text{ m}^4; I_{yc}=1/12(0.040)(0.4021)^3=216.7 \times 10^{-6}\text{ m}^4$$

$$0.1 < I_{yc}/I_y = 0.651 < 0.90$$

**Muy Bien**

**Esfuerzos Máximos.** Los esfuerzos provocados por las cargas factorizadas se muestran en la tabla 7.12:

**TABLA 7.12. Esfuerzos Máximos a Flexión debido a la Carga Factorizada.**

Carga	Momento (KN*m)	$S_T$ ( $\text{m}^3$ )	$S_b$ ( $\text{m}^3$ )	$S_{Tn}$ ó $T3n$ ( $\text{m}^3$ )	$S_{bn}$ ó $b3n$ ( $\text{m}^3$ )	Esfuerzo Sup. (MPa)	Esfuerzo Inf. (MPa)
<b>D1</b>	1045.370	-0.0177	0.0177			-58.960	58.960
<b>D2</b>	250.7988			0.0449	0.0215	5.587	11.685
<b>D3</b>	290.3637			0.0449	0.0215	6.468	13.528
<b>LL+IM</b>	6171.270			0.1191	0.0236	51.818	261.753
<b>Total (<math>\eta=1.047</math>)</b>						<b>-5.147</b>	<b>362.314</b>

Los esfuerzos en la parte superior de la viga se encuentran dentro del rango elástico ( $F_{ss}=5.147 MPa < F_y=250 MPa$ ), sin embargo, en la parte inferior de la viga los esfuerzos rebasan el esfuerzo de fluencia ( $F_{si}=362.314 MPa > F_y=250 MPa$ ) y el patín inferior fluye.

**Cálculo de las fuerzas plásticas.** Se utiliza el mismo procedimiento empleado en el primer diseño.

$$Losa \quad P_s = 0.85f'c b_e h_{losa} = 0.85(30)(2.37)(0.215) = 12969 \text{ KN}$$

$$Viga \quad P_{viga} = 2(250)(0.4021)(0.040) + (250)(0.0211)(0.9281) = 12934.28 \text{ KN}$$

Por lo tanto, como  $P_s > P_{viga}$ , el eje neutro plástico ( $\bar{Y}$ ) se encuentra en la losa, esto es:

$$\frac{\bar{Y}}{h_{losa}} P_s = P_{viga} \quad \bar{Y} = 0.215(12934.28) / 12969 = 0.214 \text{ m}$$

**Determinación si la sección es compacta.** Con la ec. 7.10 se revisa si la sección propuesta es compacta.

Como el eje neutro plástico está en la losa,  $D_{cp}=0$  y la sección se clasifica como compacta, por lo que:  $M_n=M_p$ .

**Cálculo del momento plástico.** Empleando la ec. 7.11 se calcula el momento plástico, tabla 7.13.

**TABLA 7.13. Momento Plástico.**

	Fuerzas P (KN)	Palanca d (m)	Momento Plástico (KN*m)
<b>Losa compresión</b>	12969.00	0.1072	1386.716
<b>Patín superior</b>	4021.322	0.0456	183.289
<b>Alma</b>	4891.635	0.5296	2590.796
<b>Patín inferior</b>	4021.322	1.0137	4076.409
<b>Momento Plástico Total</b>			<b>8237.203</b>

Para puentes simplemente apoyados, la resistencia a flexión nominal es:

$$M_n = M_p = 8237.203 \text{ KN*m}$$

$$M_r = \phi_f M_n = 1.0(8237.203) = 8237.203 \text{ KN*m} > M_u = 8125.337 \text{ KN*m}$$

**Muy Bien**

**Ductilidad requerida en flexión positiva.** Para asegurar que el patín inferior alcance su esfuerzo de fluencia, se requiere cumplir con ec. 7.12.

$$(1.00813+0.215+0.025)/7.5=0.1664 m < D_p=0.2144 \quad \text{No cumple el requisito}$$

Se usa entonces las relaciones esfuerzo-deformación del acero y del concreto para determinar el momento máximo que puede resistir la sección. De la figura 7.3 se tiene:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= 0.003(d+h_r+h_{losa})/D_p - 0.003 = 0.003(1.00813+0.215+0.025)/0.2144 - \\ &- 0.003 = 0.0145 \text{ mm/mm} > \varepsilon_{sy} = 0.00125 \text{ mm/mm} \end{aligned} \quad \text{Muy Bien}$$

Se comprueba que el patín superior fluye:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sup} &= (\varepsilon_s + 0.003)(h_{losa} + h_r + t_f) / (d + h_{losa} + h_r) = (0.0145 + 0.003)(0.215 + 0.025 + 0.040) / \\ &/ (1.00813 + 0.215 + 0.025) = 0.0039 \text{ mm/mm} > \varepsilon_{sy} = 0.00125 \text{ mm/mm} \end{aligned} \quad \text{Muy Bien}$$

Tanto el patín superior como inferior se encuentran fluyendo por lo que se considera que la viga de acero puede desarrollar su momento plástico antes de que la losa se agriete, es decir,  $M_n = M_p$ .

**Diseño por cortante.** Para que el cortante plástico pueda presentarse antes que el pandeo del alma, es necesario que se cumpla la ec. 7.13.

$$D/t_w = 0.9281/0.0211 = 44.024 < 2.46 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69.58 \quad \text{Muy Bien}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} V_n = V_p &= 0.58 F_{yw} D t_w = 0.58(250)(0.9281)(0.0211) = 2837.149 \text{ KN} \\ V_r &= 1.00 V_n = 2837.149 \text{ KN} > V_u = 1746.635 \text{ KN} \end{aligned} \quad \text{Muy Bien}$$

**Diseño de los rigidizantes en los apoyos.** Para que los rigidizantes no sean requerido se debe cumplir que:

$$0.75 \phi_b V_n = 0.75(1.0)(2837.149) = 2127.86 \text{ KN} > V_u = 1746.635 \text{ KN} \quad \text{Muy Bien}$$

Por lo tanto, los rigidizantes no son requeridos.

Se revisa la sección cuando todavía no es compuesta. Se comprueba que no ocurre pandeo en el alma de la viga. De la ec. 7.14:

$$D_c = y_{\text{centroide}} - t_f = 0.504 - 0.040 = 0.464 \text{ m}$$

$$M_{Dlf} = \eta \gamma_{DC} M_{DI} = 1.047(1.25)(836.30) = 1049.90 \text{ KN*m}$$

$$f_c = M_{Dlf} / S_T = 1049.90 / 0.0177 = 61.753 \text{ MPa}$$

$$2(0.464) / 0.0211 = 44.018 < 6.77 \sqrt{\frac{200000}{61.753}} = 385.277 \text{ MPa},$$

**Muy Bien**

**Pandeo del patín a compresión.** Se comprueba que el patín superior no se pandea antes de que la losa se endurezca. Para evitar el pandeo debe cumplirse con la ec. 7.15

$$0.4021 / (2 * 0.040) = 5.025 < 1.38 \sqrt{\frac{200000}{61.753 \sqrt{44.018}}} = 30.49,$$

**Muy Bien**

**Distancia entre puntales.** Con el fin de dar soporte al patín a compresión mientras la losa se endurece, es necesario colocar puntales en la viga a una distancia dada por la ec. 7.16.

$$I_t = 1/12(0.040)(0.4021)^3 = 216 \times 10^{-6}, \quad A = 0.040(0.4021) = 0.0161 \text{ m}^2$$

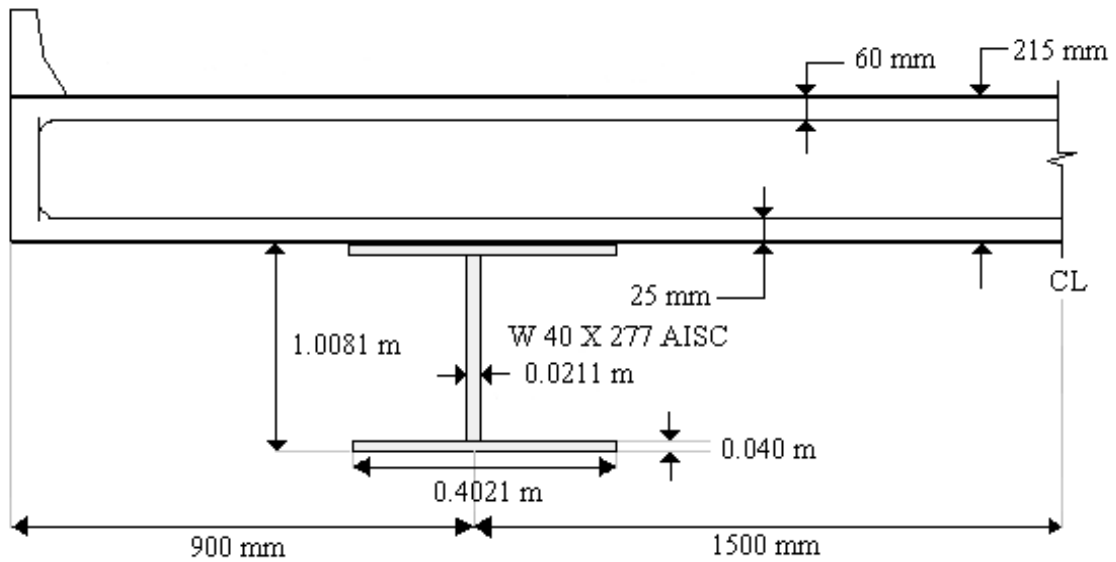
$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}} = \sqrt{\frac{26 \times 10^{-6}}{0.0161}} = 0.1161 \text{ m}$$

$$L_b < 1.76(0.1161) \sqrt{\frac{200000}{250}} = 5.78 \text{ m}$$

Los puntales se colocarán a cada 5 m mientras la losa fragua.

Todos los requisitos para el estado límite 1 han sido cumplidos, por lo tanto, la sección propuesta es satisfactoria. En la figura 7.5 se muestran las dimensiones finales.





**FIGURA 7.5. Sección Transversal Propuesta para los Nuevos Factores de Carga**

### 7.3 Comparación de los diseños.

A pesar de que en este trabajo no es posible comparar directamente el impacto económico que tendría diseñar puentes con los nuevos factores de carga y el modelo de carga viva por las múltiples variables que intervienen como la posibilidad de pérdidas de vidas humanas por falla del puente, su costo inicial de construcción, costo por rehabilitación, cierre temporal del puente por reparación, etc., puede compararse los pesos que por lo general resultan ser proporcionales al costo del puente. Se puede también medir la seguridad de los dos puentes con el fin de dar un criterio sobre la posibilidad de falla que tendrían. De esta forma se tiene un criterio con el cual se puede aclarar como impactan las modificaciones propuestas en el diseño de puentes en México. La comparación entre los pesos de las vigas se muestra en la tabla 7.14.

**TABLA 7.14. Comparación de Pesos entre Vigas**

Diseño	Tipo de Viga	Peralte (m)	Peso (KN/m)	Aumento en peralte (%)	Aumento en peso (%)
AASHTO LRFD (1994)	W 30 X 173	0.7732	2.53	30.38	60.08
AASHTO LRFD (1994) modificado	W 40 X 277	1.0081	4.05		

El aumento en el peso de la viga con los nuevos factores de carga y modelo de carga viva es del 60 %. Sin embargo, el aumento puede aumentar a valores más grandes al considerar el refuerzo de la losa. Este aumento en peso puede representar un aumento importante en el costo de los puentes diseñados con las modificaciones propuestas a la carga viva.

Al calcular los efectos mecánicos causados por la carga muerta se encuentra que la variación entre los diseños es mínima, debido a que el peso de la viga representa un porcentaje bajo del peso total del puente. En la tabla 7.15 se muestran los resultados obtenidos.

**TABLA 7.15. Efectos Provocados por la Carga Muerta (DC)**

<b>Diseño</b>	<b>W<sub>viga</sub> (KN/m)</b>	<b>W<sub>losa</sub> (KN/m)</b>	<b>W<sub>total</sub> (KN/m)</b>	<b>Momento (KN*m)</b>	<b>Cortante (KN)</b>
AASHTO 1994	0.257684	1.76598	2.023664	992.6071	198.5214
AASHTO 1994 Modificado	0.412592	1.76598	2.178572	1068.589	213.7179

Con los datos de la tabla 7.15 se puede obtener los índices de confiabilidad de cada uno de los diseños. En la tabla 7.16 se muestran los índices de confiabilidad.

**TABLA 7.16. Índices de Confiabilidad para los dos Diseños**

<b>Diseño</b>	<b>Índices de Confiabilidad <math>\beta</math>.</b>	
	<b>Momento</b>	<b>Cortante</b>
AASHTO 1994	<b>-0.148</b>	<b>0.559</b>
AASHTO 1994 Modificado	<b>3.576</b>	<b>3.768</b>

La tabla 7.16 muestra lo que se había comprobado, los puentes diseñados con la norma AASHTO LRFD (1994) tienen índices de confiabilidad cercanos a cero, mientras que el puente diseñado con el nuevo modelo de carga viva con su factor de carga asociado presenta un índice de confiabilidad alrededor de 3.6, por lo tanto, a fin de tener puentes con un índice de confiabilidad objetivo de 3.5, es necesario aumentar la sección transversal de las vigas de acero en más del 50 % que si fueran diseñadas con la norma AASHTO LRFD (1994). De esta manera, se requerirá una inversión también superior al 50 %.

### 7.3.1 Efecto del modelo de carga sobre la demanda de resistencia

Una manera de entender, de manera más general, cual es el impacto que tienen las modificaciones propuestas al código AASHTO en su parte de cargas vivas, es comparar la resistencia mínima requerida para diseñar un puente con el nuevo modelo de carga con sus respectivos factores de carga y resistencia con respecto a la resistencia mínima requerida si el puente fuese diseñado con alguna de las ecuaciones de diseño propuestas por la norma AASHTO.

En esta comparación, se utiliza, además de los modelos de carga viva HS20 y HL93, un camión T3-S2-R4 con un peso total máximo permisible de 72.5 t y los factores de carga dados por las normas AASHTO (1996). Las ecuaciones de diseño usadas son las dadas por las ecs. 6.7 y 6.8, las distancias y pesos por eje del camión son las ilustradas en la figura 5.6 y la carga muerta de los puentes la obtenida de la ec. 6.6.

La comparación de demandas para momento y cortante se ilustran en las figuras 7.6 y 7.7. En ellos, los puentes diseñados con el nuevo modelo de carga viva tienen de 2 a 2.5 veces más resistencia (momento y cortante) que los correspondientes diseñados con la norma AASHTO 1996. Un caso similar ocurre si el puente fuese diseñado con las normas AASHTO de 1994, ya que se requiere entre 2 y 2.25 veces más resistencia. Sin embargo, los puentes diseñados con las normas AASHTO 1996 por factores de carga pero utilizando como modelo de carga viva el correspondiente camión T3-S2-R4 requerirán una demanda de resistencia entre 1.7 y 2, menor a los dos casos anteriores.

Es importante mencionar que uno de los factores que puede afectar de manera importante la demanda de resistencia requerida por los puentes existentes es la sobrerresistencia. Con frecuencia, los puentes tienen resistencias mayores a las consideradas en las ecuaciones de diseño debido a que se proporcionan dimensiones mayores a las requeridas, se consideran métodos de análisis simplificados que subestiman la resistencia, etc. Sin embargo, para los puentes mexicanos, no se cuenta con información acerca de su sobrerresistencia, por lo que se considera, como una primera aproximación, adoptar un factor de sobrerresistencia  $\phi_{sr}$  de 1.3 independiente del claro y de la ecuación de diseño adoptada. En las figuras 7.6 y 7.7 se muestra el efecto de  $\phi_{sr}$  sobre las demandas de resistencia. Se observa que las demandas de resistencia para los puentes diseñados con AASHTO 1996 y 1994 son aún importantes, entre 1.5 y 2. Sin embargo, los puentes que fueron diseñados con el camión T3-S2-R4 requieren una demanda de resistencia del orden de 1.3, lo cual puede ser una de las causas que han evitado el colapso de los puentes. Lo anterior demuestra lo importante que

resulta medir de forma más precisa cual es la sobrerresistencia de los puentes y poder comprobar si la resistencia de estos es la adecuada.

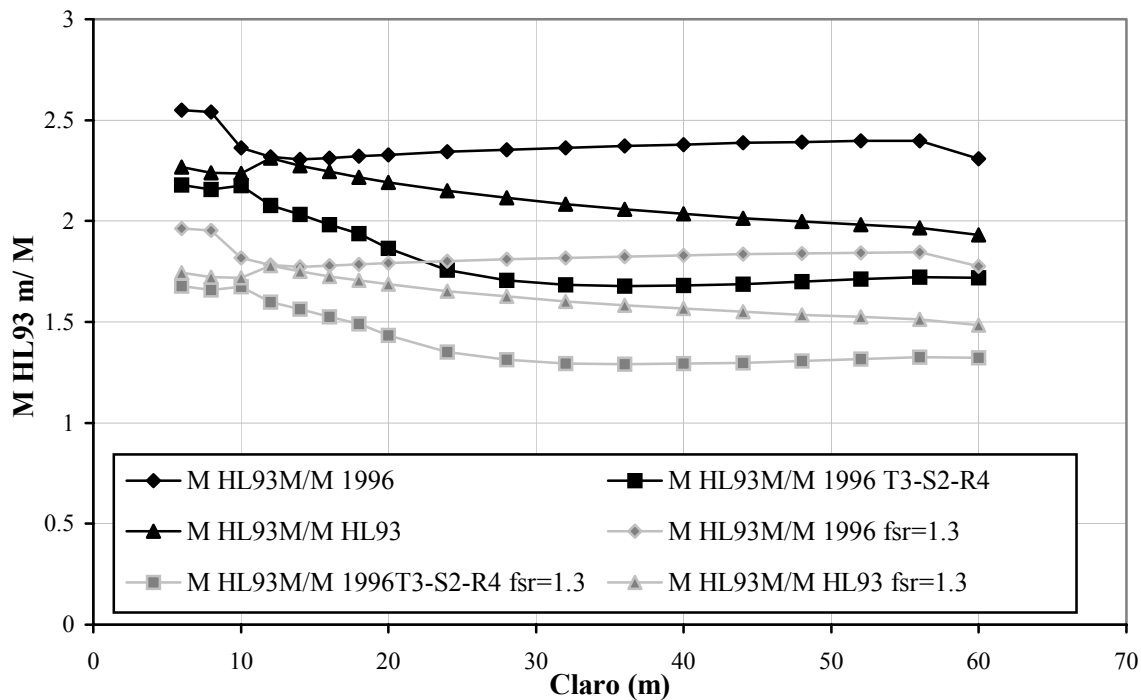


FIGURA 7.6. Demandas de Momento en Puentes

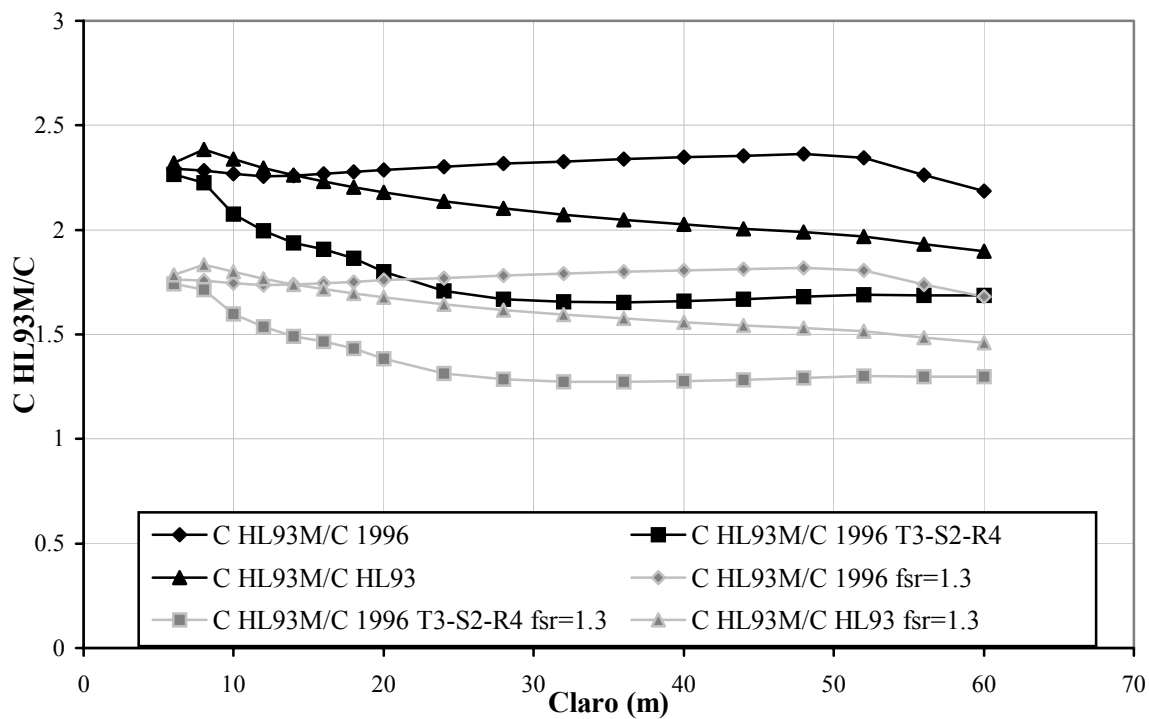


FIGURA 7.7. Demandas de Cortante en Puentes

## CONCLUSIONES

Con base en el análisis de los resultados de efectos máximos sobre los puentes en México obtenidos en este trabajo y en la propuesta de un modelo de carga viva con sus factores de carga y resistencia para vigas de acero de sección compuesta, se tienen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Los efectos máximos (momentos y cortantes) provocados por el paso de camiones en los puentes mexicanos, considerados a partir de un percentil 95, tienen una distribución de mínimos extremos tipo 3, o de Weibull.
- Considerando que es poco probable que las cargas vehiculares sigan aumentando con la misma intensidad que lo han venido haciendo en los últimos años, se adoptó un periodo máximo de crecimiento para las cargas vivas vehiculares mexicanas de 20 años.
- Al evaluar los efectos que provoca el tránsito sobre los puentes mexicanos, se encontró que los momentos máximos en 20 años, varían de 3.5 a 4.6 veces los momentos provocados por el modelo de carga viva HS20, de 2.3 a 2.9 veces los momentos provocados por el modelo de carga viva HL93 y de 2.25 a 3.5 los momentos debido al camión T3-S2-R4. De manera similar, las fuerzas cortantes máximas que provocarán los camiones en 20 años, varían de 3.2 a 4.9 veces los cortantes provocados por el modelo HS20, de 2.2 a 3.1 veces los cortantes provocados por el modelo HL93 y de 2.2 a 3.3 los cortantes debido al camión T3-S2-R4. Lo anterior, demuestra que las cargas vehiculares mexicanas actuales provocan efectos en los puentes mayores a los provocados por los diferentes modelos de carga viva adoptados en México.
- En el análisis de los resultados se encontraron amplias variaciones con el claro en las relaciones de efectos máximos promedios a efectos nominales. Se encontró que, al considerar un modelo de carga viva HS20, la variación máxima fue de 1.7, con el modelo de carga viva HL93 de 0.9 y con el camión T3-S2-R4 de 1.3. Lo anterior muestra que el modelo HL93 es el mejor de los tres al tener la menor variación con el claro, lo cual resulta importante para obtener factores de carga y resistencia constantes con el claro.
- Los coeficientes de variación de la carga viva vehicular considerada a partir de un percentil 95 permanecen casi sin cambio con el claro, teniendo un valor de 0.13 para el caso de hasta dos vehículos en movimiento sobre el puente y de 0.17 para el caso de hasta tres vehículos a velocidad casi nula sobre el puente.
- El análisis de confiabilidad de puentes diseñados con la norma AASHTO (1996) por factores de carga mostró que los índices de confiabilidad de estas estructuras tienen valores cercanos a cero, el mismo caso se presentó al calcular la confiabilidad de los puentes diseñados con la

norma AASHTO LRFD (1994) considerando el estado límite de resistencia I. Sin embargo, es importante mencionar que estos bajos índices de confiabilidad, no necesariamente indican que los puentes en México tengan una altísima probabilidad de falla, debido a que en el análisis se han considerado las condiciones más desfavorables, como son la colocación transversal del camión sobre el puente y otras acciones máximas; por otro lado, otros factores que juegan un papel importante para evitar el colapso del puente, por ejemplo, la sobrerresistencia y la ductilidad, no han sido tomados en cuenta. A pesar de esto, se puede esperar que los puentes presenten un deterioro importante en sus componentes producido por las altas cargas que soportan, mismo que no fue anticipado en su diseño.

- Con base en las mediciones de los niveles de seguridad de los puentes existentes en EUA, los cuales han mostrado un buen comportamiento a través de los años, en este estudio se consideró razonable adoptar un índice de confiabilidad objetivo de 3.5. Las mediciones de seguridad realizadas en México no pueden ser tomadas como base, debido a que presentaron altas probabilidades de falla.
- Con el fin de obtener relaciones de efectos máximos promedio a nominales cercanos a uno, en este estudio, se propuso un nuevo modelo de carga viva el cual dio factores de carga viva similares a los propuestos por la norma AASHTO LRFD (1994).
- Considerando el nuevo modelo de carga viva, se obtuvo un correspondiente factor de carga de 1.7, teniéndose un factor de resistencia de 1, un factor de carga muerta de 1.25 y un factor de carga muerta debido a la superficie de asfalto de 1.50.
- Los puentes diseñados con el nuevo modelo de carga viva con sus factores de carga y resistencia tienen un aumento importante en peso y por tanto en costo inicial de construcción. Sin embargo, el aumento en seguridad puede disminuir los costos de mantenimiento y hacer menos probable la falla del puente, lo cual traería consecuencias económicas graves, incluso con pérdidas de vidas humanas.

## RECOMENDACIONES

- Los factores de sesgo y coeficientes de variación de la resistencia y del efecto de las cargas muertas ( $DC$  y  $DW$ ) fueron adoptados de los usados en los procesos de calibración en EUA. Ya que los puentes mexicanos pueden tener dimensiones de sus componentes diferentes a los correspondientes en EUA, se recomienda realizar mediciones de las resistencias y cargas muertas reales de los puentes nacionales tomando también en cuenta las características de la superficie de asfalto que juega un papel importante en puentes de claros cortos y medianos debido a su peso y variación de su espesor.
- Resulta importante evaluar la sobrerresistencia que tienen los puentes en México, ya que puentes diseñados con las normas AASHTO, pueden tener resistencias reales cercanas a la resistencia mínima obtenida con el nuevo modelo de carga viva, si se considera la sobrerresistencia.
- Este trabajo forma parte de un estudio más ambicioso que en investigaciones futuras estudiará casos más generales, como son puentes de dos carriles incluyendo claros continuos, etc. Se recomienda realizar estudios para la obtención de los factores de carga y resistencia para otros materiales como concreto reforzado y presforzado, así como calibrar los estados límites de servicio y de fatiga.
- Es importante mencionar que el problema de cargas vivas vehiculares mayores a las usadas en los procesos de calibración es un problema que también afecta a los EUA, en donde las autoridades al respecto han acordado usar cargas ligeramente mayores a las consideradas en sus reglamentos.

## REFERENCIAS

**AASHTO** (1994), "Standard specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials," 1ª edición, EUA.

**AASHTO** (1996), "Standard specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials," 16ª edición, EUA.

**American Institute of Steel Construction** (1986), "Manual of steel construction. Load and resistance factor and design". 1ª edición, EUA.

**Ang, Alfredo H-S. y Cornell, C. Allin** (1974), "Reliability bases of structural safety and design," J. of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST9, Artículo 10777, septiembre, pp. 1755-1769.

**Ang, Alfredo H-S. y Tang, Wilson H.** (1975), "Probability concepts in engineering planning and design. Basic Principles", Volumen 1, John Wiley and Sons, EUA.

**Ang, Alfredo H-S. y Tang, Wilson H.** (1984), "Probability concepts in engineering planning and design. Decision, risk, and reliability," Volumen 2, John Wiley and Sons, EUA.

**Augusti, G., Baratta, A. y Casciati, F.** (1984), "Probabilistic methods in structural engineering," Chapman and Hall, Gran Bretaña.

**Barker, R. y Puckett, J.** (1997), "Design of highway bridges. Based on AASHTO LRFD bridge design specifications," John Wiley and Sons Inc., EUA.

**Barousse, M.** (1997), "Estudio estadístico de pesos y dimensiones de vehículos para el análisis estructural de puentes," Tesis de Maestría (Estructuras), Facultad de Ingeniería, DEPFI, UNAM, México.

**British Standards Institution** (1988), "Steel, concrete and composite bridges. General statement," 2ª edición. Gran Bretaña.

**Ditlevsen, O. y Madsen, H. O.** (1996), "Structural reliability methods" John Wiley and Sons Ltd, Gran Bretaña.



**Ellingwood, B., Galambos, T., MacGregor, J. y Cornell, C. Allin** (1980) "Development of a probability based load criterion for american national standard A58. Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures," National Bureau of Standards, EUA.

**Fernández, L.** (1997), "Evaluación de las cargas vivas vehiculares sobre los puentes mexicanos," Tesis de Maestría (Estructuras), Facultad de Ingeniería, DEPI, UNAM, México.

**Frangopol, D. y Nakib, R.** (1991), "Redundancy in Highway Bridges," Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 28, No. 1, pp. 45-50.

**Fossas, F.** (1991), "Cargas vivas sobre puentes," Seminario Internacional sobre Puentes, Memoria, Instituto Mexicano del Transporte, octubre, México.

**Galindo, A.** (1998). *Comunicación personal.*

**Hansell, W. C., y Viest, I. M.** (1971). "Load factor design for steel highway bridges," Engineering Journal, octubre.

**Hwang, E-S., y Nowak, A. S.** (1991), "Simulation of dynamic load for bridges," J. of Structural Engineering, ASCE, 117(5), pp. 1413-1434.

**Imbsen, R. A., Liu, W. D. y Schamber, R. A.** (1987) "Strength evaluation of existing reinforced concrete bridges," National Cooperative Highway Research Program, Proyecto 10-15, EUA.

**Instituto Mexicano del Transporte** (1995), "Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan sobre las carreteras nacionales," Documento Técnico No. 17, México.

**Kell, J.** (1962), "Analyzing vehicular delay at intersections through simulation," Highway Research Board, Boletín 356, EUA.

**Liu, W. D. y Imbsen, R. A.** "Development of site-specific load models for bridge rating," Volumen 2, Apéndices, National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Council, Proyecto 12-28(11).

**Morcos, S. y Grubb, M.** (1995), "Curbing 'resistance' to new LRFD specs," *Publicación Técnica*, HDR Engineering, Inc., Vol. 5, No. 2, enero.

**Nowak, A. S. y Lind, N.** (1979), "Practical bridge code calibration," *J. of Structural Division*, ASCE, Vol. 105, No. ST12, abril, pp.2479-2510.

**Nowak, A. S.** (1993), "Live load model for highway bridges," *J. of Structural Safety*, 13(1+2), pp. 53-66.

**Nowak, A. S.** (1995), "Calibration of LRFD bridge code," *J. of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 8, artículo 5403, agosto, pp.1245-1251.

**Reyes, C. y M. y Cárdenas, J.** (1994), "Ingeniería de tránsito. Fundamentos y aplicaciones," 7ª edición, Alfaomega, México.

**Rosenblueth, E. y Esteva, L.** (1972), "Reliability basis for some Mexico codes," *Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings*, Publication SP-31, American Concrete Institute, Detroit, Mich..

**Secretaría de Comunicaciones y Transportes** (1980), "Capítulo XI del reglamento del capítulo de explotación de caminos de la ley de vías generales de comunicación que trata del peso y otras características de los vehículos," *Diario Oficial de la Federación*, 3 de octubre y 28 de noviembre, México.

**Secretaría de Comunicaciones y Transportes** (1994), "Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal," *Diario Oficial de la Federación*, 26 de enero, México.

**Secretaría de Comunicaciones y Transportes** (1994), "Norma oficial mexicana NOM-012-SCT-2-1994, sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal," *Diario Oficial de la Federación*, 29 de noviembre, México.

**Secretaría de Comunicaciones y Transportes** (1997), “Norma oficial mexicana NOM-012-SCT-2-1995 sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal,” Diario Oficial de la Federación, 7 de enero, México.

**Structural Software Inc.** (1996), “Programa para el cálculo de propiedades geométricas de secciones compuestas,” EUA.

**Verma, D. y Moses, F.** (1989), “Calibration of bridge-strength evaluation code,” J. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 6, artículo 23609, junio, pp.1538-1554.

**Wilson, E.** (1994), “*SAP90 Structural analysis program*,” Versión P5.50, Computers and Structures Inc.

## GLOSARIO

**Calibración:** Proceso de ajuste en un nuevo código para proveer aproximadamente la misma confiabilidad que tienen las estructuras diseñadas con las especificaciones actuales.

**Carga Viva Dinámica:** Es la carga que produciría el efecto de la carga viva estática multiplicado por el factor de incremento dinámico.

**Coefficiente de Correlación:** Es una medida del grado de interrelación entre las variables involucradas.

**Coefficiente de Variación:** Es la relación de la desviación estándar al valor medio de una variable aleatoria.

**Combinaciones de Carga:** Son las cargas que se consideran actúan simultáneamente durante la vida útil de la estructura.

**Distribución de Probabilidad:** Es una ley matemática que describe la probabilidad que una variable aleatoria tome cierto valor.

**Efecto de la Carga Nominal:** En puentes, se refiere al modelo de carga viva especificado por la norma en cuestión.

**Estado Límite:** Es una condición más allá de la cual, un sistema de puente o uno de sus componentes cesa totalmente su función para la cual fue diseñado.

**Factor de Carga:** Un factor por el cual se multiplica el efecto de la carga para tomar en cuenta las incertidumbres en su cálculo.

**Factor de Resistencia:** Un factor por el cual se multiplica la resistencia para tomar en cuenta las incertidumbres en su determinación.

**Factor de Seguridad:** Un factor por el cual se divide la fuerza o esfuerzo correspondiente a un estado límite de diseño para obtener el valor permisible especificado.

**Factor de Sesgo:** Es la relación del valor medio al nominal de una variable aleatoria.

**Factor de Carga Dinámica (Impacto):** Se define como la relación de la respuesta dinámica máxima absoluta en un punto (por ejemplo: deformación, esfuerzo, deflexión) entre la respuesta estática máxima.

**Índice de Confiabilidad:** Es una evaluación cuantitativa de la seguridad expresada como la relación entre la media de la resistencia menos la media de los efectos de las cargas a la suma de la desviación estándar de la resistencia y los efectos de las cargas.

**Índice de Confiabilidad Objetivo:** Es el nivel de seguridad deseado que se propone a un método de diseño.

**Papel de Probabilidad:** Es un medio gráfico en dos dimensiones en donde se tiene en un eje los datos observados y en el otro sus correspondientes frecuencias acumuladas.

**Probabilidad de Falla:** La probabilidad de que un estado límite sea excedido.

**Resistencia Nominal:** Es aquella calculada usando las dimensiones y propiedades nominales de los materiales y empleando una fórmula basada en un modelo experimental y/o analítico.

## **RECONOCIMIENTOS**

**Agradezco los valiosos comentarios y sugerencias aportados por los Drs. A. S. Nowak y Melchor Rodríguez C. en la realización de este trabajo, así como el apoyo recibido por el CONACyT para la realización de mis estudios de maestría.**

**De igual manera, aprecio el apoyo recibido por el Dr. Gustavo Ayala, no sólo en la realización de este trabajo, sino también en mi formación como ingeniero.**