



01161

7
24.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

TESIS

"EVALUACION DE LAS CARGAS VIVAS VEHICULARES
SOBRE LOS PUENTES MEXICANOS"

PRESENTADA POR:

LUIS ENRIQUE FERNANDEZ BAQUEIRO

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)

DIRIGIDA POR:

DR. GUSTAVO AYALA MILIAN

Ciudad Universitaria

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE

	<i>Página</i>
1. INTRODUCCION	1
2. CARGAS VIVAS VEHICULARES	
2.1 Generalidades	3
2.2 Reglamentación	4
2.2.1 Normas AASHTO 1996	5
2.2.2 Normas AASHTO LRFD 1994	7
2.2.3 Cargas recomendadas por el Comité de Cargas y Fuerzas en Puentes ASCE (1981)	8
2.2.4 Otros reglamentos	9
2.3 Pesos y dimensiones máximas permitidas en México	11
3. CARGAS INDUCIDAS POR EL FLUJO VEHICULAR EN PUENTES	
3.1 Generalidades	17
3.2 Impacto	18
3.3 Flujo vehicular	21
3.3.1 Definición de las variables	21
3.3.2 Análisis macroscópico	22
3.3.2.1 Modelo lineal del flujo vehicular	22
3.3.2.2 Modelos probabilísticos del flujo vehicular	24
3.3.3 Análisis microscópico	26

	<i>Página</i>
4. METODOS DE ANALISIS DE PUENTES ANTE CARGAS VEHICULARES	
4.1 Generalidades	31
4.2 Líneas de influencia	31
4.3 Programa elaborado para el análisis estructural	33
4.4 Procedimiento utilizado para simular la presencia de uno o varios vehículos sobre un carril de un puente	40
5. ESTUDIOS DE CAMPO	
5.1 Antecedentes	44
5.2 Estudio de pesos y dimensiones del Instituto Mexicano del Transporte	44
5.3 Análisis de la información registrada en 1993	
46	
5.3.1 Generalidades	46
5.3.2 Análisis estadístico	48
5.3.2.1 Peso total	49
5.3.2.1.1 Vehículo C2	49
5.3.2.1.2 Vehículo C3	50
5.3.2.1.3 Vehículo T3-S2	51
5.3.2.1.4 Vehículo T3-S3	52
5.3.2.1.5 Vehículo T3-S2-R4	53
5.3.2.2 Distancia característica	54
5.3.2.2.1 Vehículo C2	55
5.3.2.2.2 Vehículo C3	56
5.3.2.2.3 Vehículo T3-S2	57
5.3.2.2.4 Vehículo T3-S3	58
5.3.2.2.5 Vehículo T3-S2-R4	59
5.3.3 Análisis de los resultados obtenidos	60

	<i>Página</i>
6. EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS VEHICULARES	
6.1 Efectos de las cargas de diseño utilizadas en México	62
6.2 Efectos de las cargas producidas por vehículos con características modales	65
6.3 Efectos de las cargas aforadas en 1993	67
6.4 Comparación de los resultados obtenidos	76
 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	 78
 REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	 81

CAPITULO I INTRODUCCION

En México, a falta de un código propio para el diseño de puentes, la mayoría de éstos se han y siguen diseñando utilizando las normas estadounidenses AASHTO. En consecuencia, nuestros puentes han sido diseñados con los modelos de carga propuestos por estas normas. Este modelo de carga apareció en la edición de 1944 y continúa sin modificaciones hasta su última edición (1996). Desde entonces, la capacidad de carga de los vehículos ha evolucionado, existiendo incrementos significativos en sus pesos totales que, en general, han sido diferentes entre México y los Estados Unidos. En México como resultado de esta evolución, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) publicó en 1980 un reglamento de pesos y dimensiones, en el cual se establecieron nuevas cargas permisibles e "intrínsecamente" las nuevas cargas de diseño *T3-S3* y *T3-S2-R4* (aunque no existe ninguna norma en donde se presenten dichas cargas como cargas de diseño de puentes).

A partir de 1991 el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) empezó a realizar aforos de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan por la red nacional de carreteras. En estos estudios se ha observado que un porcentaje significativo de dichos vehículos exceden el peso reglamentario hasta ahora normado. Ya que los datos de estos estudios permiten investigar el problema del análisis y evaluación de las cargas vivas vehiculares que actúan sobre los puentes mexicanos, es que se decidió realizar esta investigación con este problema como objetivo principal.

En este trabajo se describen las cargas de diseño para puentes que se utilizan en México y en otras naciones. Se presenta y discute la evolución de los pesos permisibles de los vehículos de carga en México durante los últimos veinte años. Como antecedente a la revisión del problema de las cargas vehiculares se definen conceptos tales como impacto y flujo vehicular, entre otros, necesarios para alcanzar los objetivos de esta investigación. En el análisis de la información se

utilizan herramientas de cálculo comerciales y se desarrolla un programa de computadora en lenguaje FORTRAN, con el cual se obtienen los momentos y cortantes máximos dado un conjunto de fuerzas puntuales aplicadas a una viga simplemente apoyada representativa de un claro de un puente con la finalidad de evaluar los elementos mecánicos generados por los vehículos.

Se establecen dos escenarios en los que se pueden analizar las cargas vivas vehiculares. En el primero los vehículos pasan con la velocidad de uso considerándose en este caso el efecto de impacto. En el segundo, correspondiente a condiciones de congestión vehicular, se considera que la velocidad de los vehículos es nula o casi nula, pudiéndose presentar una concentración de vehículos (dos o más unidades en una corta distancia), y en este caso no se considera el efecto de impacto.

Para analizar dichos escenarios se generan números aleatorios que simulan la secuencia del paso de autos y camiones sobre el camino. A los autos se les asigna peso y dimensión constante, mientras que a los camiones se les asigna un valor proveniente de la base de datos del aforo realizado por el IMT en 1993. Para este propósito la base de datos original es revisada y depurada para realizar un análisis estadístico que describa las características de los vehículos aforados.

Finalmente, para claros que cubren la mayoría de los puentes diseñados en México, se calculan y comparan los elementos mecánicos obtenidos por la simulación de los dos escenarios con aquellos que son producidos por las cargas reglamentarias vigentes. Se encuentra que los vehículos con cargas que exceden a las permisibles dan lugar a solicitaciones no contempladas en los reglamentos actuales, existiendo la posibilidad de que se genere daño en la infraestructura de caminos.

CAPITULO II

CARGAS VIVAS VEHICULARES

2.1 Generalidades

En el análisis crítico del problema de las cargas móviles para el diseño de un puente, se pueden identificar tres tipos de cargas vehiculares que son: las máximas, las permisibles y las de diseño. Es importante aclarar que estas cargas no son, necesariamente, iguales entre sí.

Se puede establecer que las *cargas máximas* son aquellas que se considera pueden ser alcanzadas, en casos excepcionales, durante la vida útil de un puente. Las *cargas permisibles* son las que la institución reguladora de los caminos establece como el máximo peso que puede transitar sobre los mismos. Finalmente, la *carga de diseño* se define como aquella que el ingeniero considera que cubre las solicitaciones a las que va a estar sometida la estructura de un puente durante su vida útil.

En México, al igual que en otros países, las cargas de diseño para puentes han variado con el paso de los años. Primero, de acuerdo con las normas para puentes de la Asociación Norteamericana de Oficiales de Caminos Estatales y Transporte (American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO) se utilizaron los camiones hipotéticos *H-15* y *HS-15* (AASHTO, 1996), y después los *H-20* y *HS-20* (AASHTO, 1996). En 1980, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) publica un documento en el que se establecen las cargas permisibles para los vehículos de carga que transitan en los caminos de México. En este documento se establecen los camiones denominados *T3-S3 (46 ton.)* y *T3-S2-R4 (77.5 ton.)*, que, como se define en la sección 2.5 de esta tesis, corresponden a un tractor con un semiremolque de tres ejes y a un tractor seguido de un semiremolque (2 ejes) más un remolque (4 ejes), respectivamente. Es de interés mencionar que en este documento las cargas reglamentadas se definen para fines distintos a los del diseño de puentes ya que nunca han existido unas Normas Mexicanas para Puentes donde se establezcan, de manera formal, unas cargas de diseño. En un par de ocasiones, alrededor de 1980, las Normas AASHTO, fueron traducidas al Español. Estas

normas han servido como ayuda de diseño a aquellos ingenieros que no dominan el idioma inglés o que no tienen a su alcance una versión más reciente, presentando el inconveniente de estar diseñando con una versión no actualizada (Galindo, 1997). En general, las Normas AASHTO han servido como guía de diseño de los puentes mexicanos hasta la fecha. Más adelante en esta tesis se hará referencia a estas normas como Normas AASHTO “tradicional”, para distinguirlas de las editadas en 1994, ya que entre ellas presentan diferencias significativas.

La SCT, institución que regula los caminos y puentes mexicanos, establece que las cargas de diseño son las mismas que las permisibles, aún cuando se sabe que dichas cargas son, con frecuencia, excedidas en los caminos nacionales. Dentro de la SCT existe la creencia de que, con el Tratado de Libre Comercio de Norteamérica (TLC), las cargas de los camiones mexicanos tenderán a bajar debido a que en los Estados Unidos de Norteamérica (EUA) los pesos permisibles son menores y consecuentemente los camiones cargados desde México hacia EUA, y viceversa, tendrán que apegarse a las normas estadounidenses (Galindo, 1997; King, 1997) Visto objetivamente, lo anterior no necesariamente se debe cumplir en la totalidad de nuestro país, ya que sólo los transportes de empleo transnacional lo cumplirían, mientras que el transporte de comercio interno seguiría manejando las mismas cargas.

2.2 Reglamentación

Actualmente, existen dos Normas AASHTO para el diseño de puentes. Las primeras son las Normas AASHTO tradicionales (1996), las cuales han sido utilizadas en México regularmente. Dichas normas manejan dos métodos de diseño: esfuerzos permisibles y factores de carga y de resistencia. Estas especificaciones presentan algunas deficiencias, pudiéndose resaltar el hecho de que no se pueden obtener niveles de seguridad consistentes y uniformes para varios tipos de puentes. Estas normas tienen el inconveniente de que sus partes principales fueron escritas hace 50 años aproximadamente, siendo muy rígidas para realizar modificaciones a partir de los avances tecnológicos ocurridos (Nowak, 1995). Para superar estas deficiencias, en 1994 la AASHTO propuso unas nuevas especificaciones para el diseño de puentes: Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés). Estas especificaciones presentan varios cambios en relación con las normas tradicionales, resaltando la utilización de factores de carga y

de resistencia definidos a partir de resultados de estudios estadísticos de la variabilidad de las mismas, y de la asignación de niveles de seguridad uniformes (Morcos y Grubb, 1995).

La carga que utilizan los reglamentos, pero que no representa a un vehículo real sino a los efectos que genera el paso del tráfico, se le llama "vehículo hipotético".

2.2.1 Normas AASHTO 1996

Las primeras cargas de diseño empleadas en México fueron las *H-15* y *HS-15*, así como las *H-20* y *HS-20*, las cuales están especificadas en la parte 3.7, "Cargas del Camino" de la Sección 3 "Cargas", de las Normas para Puentes de la AASHTO (1996) y fueron por primera vez presentadas en la edición de 1944.

Las Normas AASHTO (1996) establecen que las cargas vivas que se deben aplicar sobre la calzada de un puente para fines de su diseño, consisten en un camión hipotético o una carga de carril (equivalente a un tren de camiones), definidas ambas para producir acciones máximas sobre un claro de un puente. Estas cargas se muestran en las figuras 2.1 y 2.2.

Como se muestra en la figura 2.1, la carga *H* corresponde a un camión hipotético de dos ejes y la carga *HS* consiste en un tractor de dos ejes con un semiremolque de uno. El número indica el peso bruto de un camión estándar en el caso de la carga *H*, y en el otro caso, representa el peso bruto del tractor, ambos expresados en toneladas. Utilizando la nomenclatura mexicana (definida en la sección 2.3), el camión *H* equivale a un *C2*, mientras que el camión *HS* equivale a un *T2-S1*.

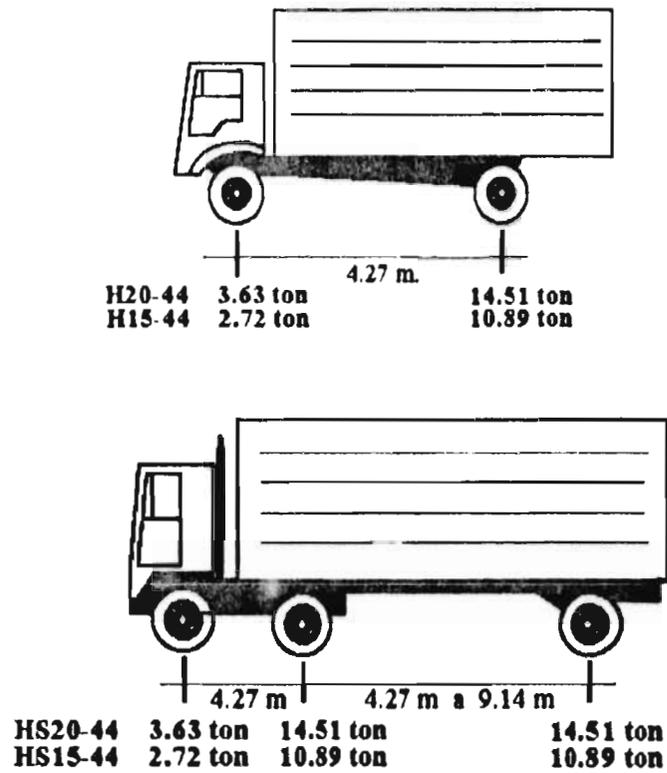


Figura 2.1. Camiones de diseño, AASHTO (1996)

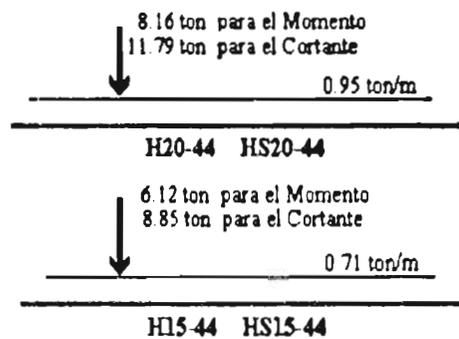


Figura 2.2. Carga de carril, AASHTO (1996)

2.2.2 Normas AASHTO LRFD 1994

Al igual que en México, en los Estados Unidos se ha observado que las cargas de diseño *HS-20*, carga de línea y camión militar, producen momentos y cortantes inferiores a los obtenidos por el tránsito actual. Se ha observado que, al pasar los camiones más pesados sobre sus puentes, los momentos y cortantes que se obtienen fluctúan entre 1.5 y 1.8 veces los correspondientes a la carga de diseño (utilizando la carga *HS-20*) (Nowak, 1995). Investigaciones recientes (Nowak, 1995) muestran que estas diferencias desaparecen si al camión *HS-20* se superpone una carga uniformemente repartida de 9.3 kN/m , y para claros cortos un eje tándem. Con base en estos resultados se llegó a la carga de diseño propuesta en las Normas AASHTO (1994), figuras 2.3 y 2.4.

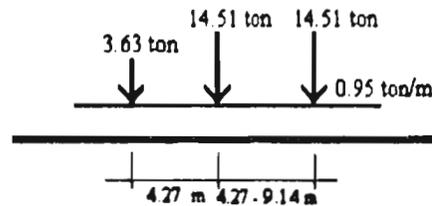


Figura 2.3. Camión y carga uniforme, AASHTO (1994)

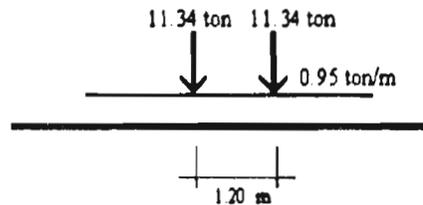


Figura 2.4. Eje tándem y carga uniforme, AASHTO (1994)

2.2.3 Cargas recomendadas por el Comité de Cargas y Fuerzas en Puentes del ASCE (1981)

Esta recomendación fue resultado de estudios en los que se concluyó la necesidad de establecer especificaciones para determinar el valor de la carga viva vehicular en puentes de grandes claros. Esto se debe a que esta característica de los puentes no era, ni es considerada en los códigos de manera "racional".

"La carga creíble que ocurre en un puente de claro corto esta dada por el camión o camiones más pesados que pueden viajar sobre la calzada; pero este no es el caso de los puentes de grandes claros ya que su estructura nunca estará completamente cubierta por los posibles vehículos más pesados" (Xanthakos, 1994, p. 57). En estos estudios se tomó en cuenta que cuando los vehículos se mueven, la distancia entre ellos se incrementa y la intensidad de la carga decrece.

Basado en los resultados de estos estudios, se llegó a las siguientes conclusiones (Xanthakos, 1994):

- ◆ La carga máxima ocurre cuando los vehículos no tienen movimiento.
- ◆ La carga puede ser representada por una carga uniformemente repartida más una carga concentrada.
- ◆ La carga promedio disminuye en la medida que se incrementa la longitud cargada.

El Comité no propuso cambios a las normas para claros cortos, ni para el diseño de elementos en los cuales se utiliza la carga de uno o varios ejes. La carga básica de diseño para puentes de grandes claros se conformó por una carga uniformemente distribuida, U , y una carga concentrada, P , como se muestra en la tabla 2.1. La longitud cargada se definió como aquella que produce los efectos máximos. Los resultados no son afectados por el factor de impacto.

Longitud Cargada pies (metros)	Carga Concentrada (P) libras (kilonewtons)	Carga Uniforme (U) libras/pie kN/m		
		7.5% HV	30% HV	100% HV
50 (15.25)	0	2600 (38)	2600 (38)	2600 (38)
100 (30.5)	25000 (107)	1400 (20.4)	1500 (21.9)	1750 (25.5)
200 (61)	48000 (214)	940 (13.7)	1100 (16.0)	1425 (20.8)
400 (122)	72000 (320)	710 (10.4)	950 (13.9)	1170 (17.1)
800 (244)	96000 (427)	570 (8.3)	830 (12.1)	960 (14.0)
1600 (488)	120000 (534)	485 (7.1)	740 (10.8)	840 (12.3)
3200 (975)	144000 (640)	440 (6.4)	700 (10.2)	770 (11.2)
6400 (1950)	168000 (747)	400 (5.8)	680 (9.9)	720 (10.5)

%HV denota el porcentaje promedio de vehículos pesados (camiones con peso mayor a 12,000 lbs (53 kN) en el tráfico).

Tabla 2.1. Cargas de diseño para puentes con claros largos

2.2.4 Otros reglamentos

Las Normas AASHTO "tradicionales" han sido utilizadas en varios países, además de Estados Unidos y México. Sin embargo, existen países que han realizado propuestas reglamentarias basadas en sus propias necesidades. Dichas propuestas poseen distintas características, por ejemplo la carga de Alemania DIN 1078 consiste en dos cargas uniformemente distribuidas, mientras que la carga Clase A de India consiste en un tren de vehículos representado por un conjunto de cargas puntuales (Xanthakos, 1994).

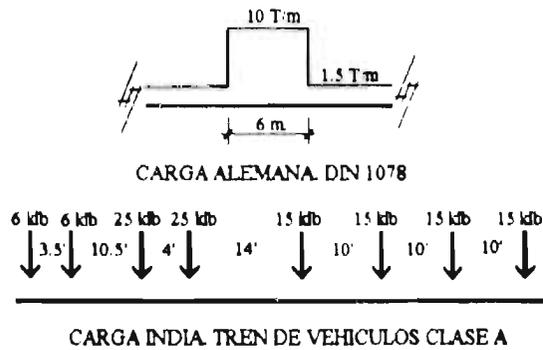


Figura 2.5. Cargas de diseño de otros países

En general, en los códigos se consideran varios modelos de cargas para cubrir todas las combinaciones de acciones a las que pueden estar sujetos los puentes. Por ejemplo, en el Eurocódigo se presentan cuatro modelos de carga como se describen a continuación (European Committee for Standardization, 1995):

- ◆ Modelo de Carga 1.- Cargas concentradas y uniformemente distribuidas para representar los efectos del paso de camiones y automóviles. Este modelo se aplica para verificaciones generales y locales.
- ◆ Modelo de Carga 2.- La carga de un eje aplicada sobre áreas específicas de contacto de llantas. Este caso abarca los efectos dinámicos debido al tráfico normal en elementos estructurales muy cortos. El modelo es sólo para verificaciones locales.
- ◆ Modelo de Carga 3.- Conjunto de ejes cargados, los cuales representan vehículos especiales que pudiesen viajar en rutas en donde se permiten cargas mayores a las especificadas. Se utiliza cuando el cliente lo solicita y sirve para verificaciones locales y generales.
- ◆ Modelo de Carga 4.- Carga por congestionamiento vial. Al igual que el modelo 3, sólo debe ser considerado cuando el cliente lo solicita y sólo sirve para verificaciones generales.

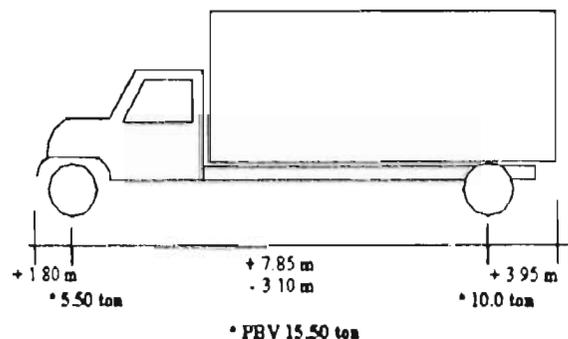
2.3 Pesos y dimensiones máximas permitidas en México

El 3 de octubre y 28 de noviembre de 1980 la SCT publicó, en el Diario Oficial de la Federación, el Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, que define los valores permisibles de los pesos totales y otras características de los vehículos de carga de circulación nacional. Esta publicación es la actualización del mismo documento publicado el 24 de diciembre de 1960, dando respuesta a la necesidad de transportar mayor peso. En general, el enfoque de este reglamento es el de regular el tránsito, estableciendo estándares y proponiendo penalizaciones para los que infrinjan dichas reglas.

La clasificación de los vehículos en México fue propuesta en 1971 y consiste en una literal que indica el tipo de vehículo, y un número que señala la cantidad de ejes de dicho vehículo. Los tipos de vehículos y sus secciones son:

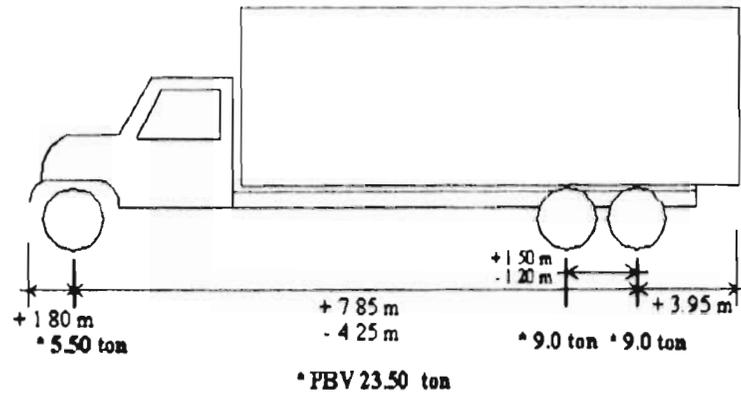
- ♦ A Automóvil
- ♦ B Autobús
- ♦ C Camión
- ♦ T Tractor
- ♦ S Semiremolque
- ♦ R Remolque

En México se han identificado a los vehículos: *C2*, *C3*, *T3-S2*, *T3-S3* y *T3-S2-R4*, como los vehículos de carga más comunes que transitan por la red nacional de carreteras (IMT, 1995). Las características permisibles de dichos vehículos se presentan en las figuras 2.6, 2.7, 2.8, 2.9 y 2.10.



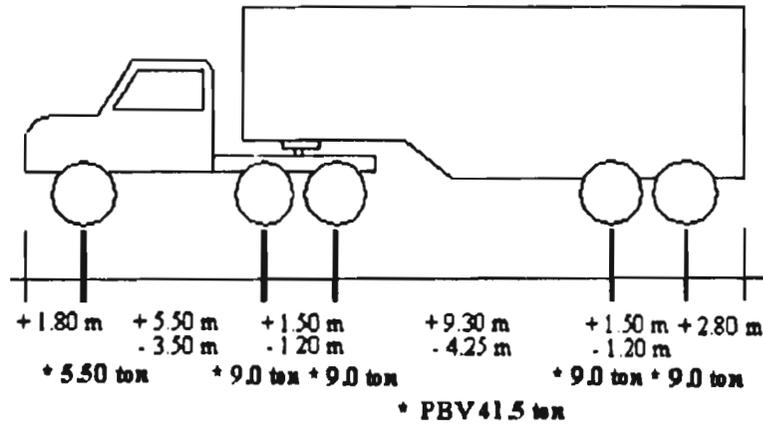
- + Dimensiones máximas - Dimensiones mínimas
 * Carga máxima autorizada para caminos tipo A

Figura 2.6. Vehículo de carga C2



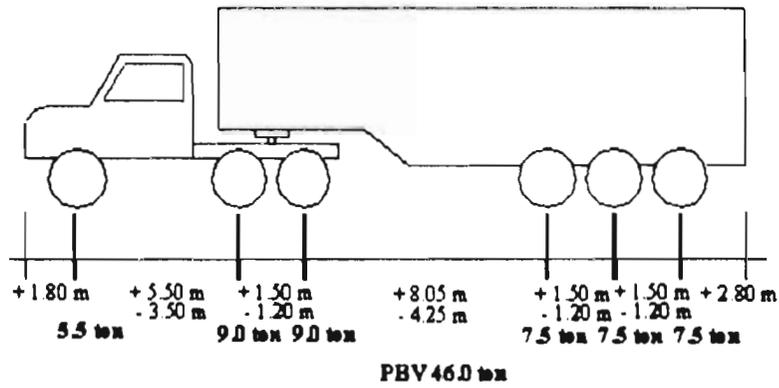
- + Dimensiones máximas
- Dimensiones mínimas
- * Carga máxima autorizada para caminos tipo A

Figura 2.7. Vehículo de carga C3



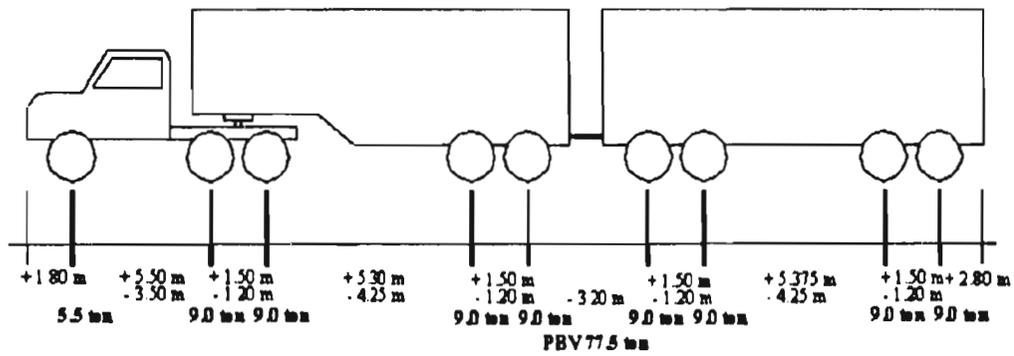
- + Dimensiones máximas
- Dimensiones mínimas
- * Carga máxima autorizada para caminos tipo A

Figura 2.8 Vehículo de carga T3-S2



+ Dimensiones máximas
 - Dimensiones mínimas
 Se autoriza el tránsito de estos vehículos sólo por caminos tipo "A".

Figura 2.9. Vehículo de carga T3-S3



+ Dimensiones máximas
 - Dimensiones mínimas
 Se autoriza el tránsito de estos vehículos sólo por caminos tipo "A".

Figura 2.10. Vehículo de carga T3-S2-R4

Las concentraciones máximas de carga que se autorizan por eje de acuerdo al tipo de camino en que circulan son:

TIPO DE EJE	NUMERO DE LLANTAS	Tipo de Camino		
		A (kg)	B (kg)	C (kg)
Un eje sencillo	2	5,500	5,000	4,000
Un eje sencillo	4	10,000	9,000	8,000
Dos ejes sencillos tándem	2 c/eje	4,500/eje	3,750/eje	3,500/eje
Dos ejes sencillos tándem	4 c/eje	9,000/eje	7,500/eje	7,000/eje
Tres ejes sencillos tándem	4 c/eje	9,000/eje	No permitido	No permitido

Tabla 2.2. Cargas máximas permisibles por eje (1980)

El 26 de enero de 1994 la SCT 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". En éste se presenta un calendario para la aplicación del peso máximo reglamentado en los distintos tipos de caminos. En la tabla 2.3 se muestran las especificaciones para caminos tipo A y B. En estas normas se buscó reducir gradualmente los altos pesos que circulaban.

TIPO DE VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	A partir del 1o. de nov. de 1994 hasta el 31 del oct. de 1995	A partir del 1o. de nov. de 1995 hasta el 31 del oct. de 1996	A partir del 1o. de nov. de 1996 en adelante
C2	4	17	15	13.5
	6	21	19	17.5
C3	6	22	21	19
	10	30	28	26
T3-S2	18	51	48	44
T3-S3	16	53	47	40
	22	63	57	48.5
T3-S2-R4	22	73	67	59
	34	77	75	65.5

Pesos en toneladas.

Tabla 2.3. Peso bruto vehicular máximo autorizado (1994)

Finalmente, en 1995 se publicaron las últimas modificaciones a través del Proyecto de Norma Oficial Mexicana (NOM-012-SCT-1995). En la tabla 2.4 se presenta el peso bruto vehicular máximo autorizado por tipo de vehículo y camino. Este peso máximo autorizado puede incrementarse hasta un cinco por ciento (5%), si el vehículo está equipado con suspensión neumática o equivalente en todos sus ejes, excepto en el eje direccional. Los pesos máximos autorizados por eje se presentan en la tabla 2.5.

TIPO DE VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 y A2	B4 y B2	C	D
B2	4	13.5	13.5	11.5	10.5
	6	17.5	17.5	15.5	14
B3	6	19	19	16.5	15.5
	8	22	22	19.5	17.5
	10	26	26	23	20.5
C2	4	13.5	13.5	11.5	11
	6	17.5	17.5	15.5	14
C3	6	19	19	16.5	15
	10	26	26	23	20.5
T3-S2	18	44	44	39	-
T3-S3	16	40	40	35.5	-
	22	48.5	48.5	43	-
T3-S2-R4	22	59	59	53	-
	34	66.5**	66.5	58	-

Pesos en toneladas.

** El peso bruto vehicular para este tipo de unidades que trasladan gases o químicos por caminos tipo A será de 72.5 tons., por un período de 5 años a partir de la expedición de la presente norma.

Tabla 2.4. Peso bruto vehicular máximo autorizado (1995)

CONFIGURACIONES DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 y A2	B4 y B2	C	D
Sencillo 2 llantas	6.5	6.5	5.5	5
Motriz sencillo 2 llantas	7	7	6	5.5
Sencillo 4 llantas	10	10	9	8
Motriz sencillo 4 llantas	11	11	10	9
Doble o tándem 4 llantas	11	11	10	9
Motriz doble o tándem 4 llantas	12.5	12.5	11	10
Doble o tándem 8 llantas	18	18	16	14
Motriz doble o tándem 8 llantas	19.5	19.5	17.5	15.5
Triple o tridem 6 llantas	14	14	12.5	11.5
Motriz triple o tridem 6 llantas	15.5	15.5	14	12.5
Triple o tridem 12 llantas	22.5	22.5	20	18
Motriz triple o tridem 12 llantas	24.5	24.5	22	19.5

Pesos en toneladas

Tabla 2.5. Pesos máximos autorizados por tipo de eje y camino (1995)

Comentarios:

Una deficiencia evidente del reglamento SCT es que la definición de cargas máximas es para las condiciones actuales (vigencia máxima de 5 años para el T3-S2-R4) y no contempla la evolución de estas cargas para la vida útil de los caminos.

Con la publicación de este último reglamento se interrumpió la aplicación del calendario de reducción de cargas (SCT, 1994).

CAPITULO III

CARGAS INDUCIDAS POR EL FLUJO VEHICULAR EN PUENTES

3.1 Generalidades

Para el análisis estructural de un puente se debe tomar en cuenta que la superestructura va a estar sometida a varios tipos y combinaciones de carga. En la definición de las cargas se debe considerar la posibilidad de que los carriles (dos o más) estén ocupados simultáneamente, y que además existen posibles variaciones en la velocidad de los vehículos que transitan sobre el puente.

Este último punto resulta de interés analizarlo; para ello se puede mencionar que existen dos situaciones extremas: una es cuando el vehículo está transitando a la velocidad de proyecto o de uso, y otra cuando la velocidad es nula, por ejemplo cuando el tránsito en el puente está congestionado. Mientras mayor sea la velocidad, la distancia entre vehículos será mayor, consecuentemente la densidad vehicular (número de vehículos en una longitud determinada) será menor (Xanthakos, 1994). También se sabe que al aumentar la velocidad de los vehículos se incrementa el efecto del impacto (efecto dinámico de la carga vehicular), por lo que un vehículo con velocidad nula o casi nula no produce impacto (Yang, Liao y Lin, 1995).

De esto se concluye que en el análisis de un puente se debe considerar la ocurrencia de vehículos simultáneos (uno detrás de otro) con una cierta distancia entre ellos, incluyéndose el efecto de impacto; del mismo modo se debe considerar la condición del puente cargado en su totalidad, sin tomar en cuenta el impacto, tomando una distancia entre vehículos menor a la considerada en el primer caso.

3.2 Impacto

El factor de impacto se define como la relación de la respuesta dinámica máxima entre la respuesta estática máxima menos uno (Yang, Liao y Lin, 1995). Muchos ingenieros han recomendado reemplazar el término "impacto" por el de incremento dinámico para cargas de tráfico "dynamic allowance for traffic loadings", término que ya ha sido adoptado por algunos reglamentos. Tradicionalmente, la carga dinámica se ha considerado equivalente a una carga estática y esto se manifiesta en la manera como los códigos proponen que se evalúe (Hwang y Nowak, 1991).

Varios códigos, incluyendo las Normas AASHTO (1996), especifican que el impacto es función solamente del claro del elemento cargado. En el apartado 3.8.2 de dichas normas se define la fórmula de impacto como:

$$I = \frac{50}{L + 50} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

en donde:

I = es la función del impacto (máximo 30%)

L = es la longitud en pies de la porción del claro que esta cargado, para producir los máximos esfuerzos en el elemento.

En contraste, el Código de Ontario en 1983 (Bakht y Jaeger, 1987) especifica la carga dinámica como una función de la frecuencia natural del puente, como se muestra en la figura 3.1:

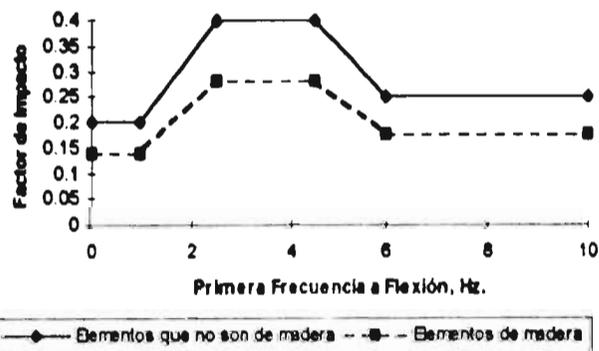


Figura 3.1. Carga dinámica del Código de Ontario (1983)

El problema es complejo ya que participan múltiples variables entre las que se pueden citar:

- ◆ Propiedades dinámicas del vehículo, las cuales dependen de su masa, amortiguamiento, dimensiones, etc.
- ◆ Propiedades dinámicas del puente, que dependen de su masa, rigidez a flexión, claro, etc.
- ◆ Velocidad de recorrido del vehículo.
- ◆ Rugosidad del pavimento, la cual esta determinada por las condiciones de la superficie de rodamiento, tanto en el puente como en sus accesos.

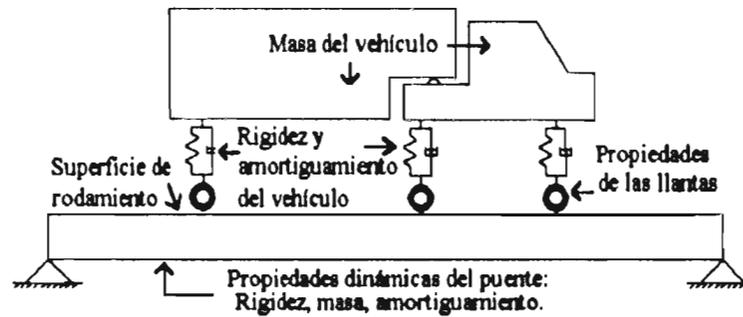


Figura 3.2. Variables que intervienen en la determinación del impacto

Para modelar este fenómeno se han realizado varios estudios, de entre ellos se citan las conclusiones más importantes:

- ◆ Hwang y Nowak (1991). La componente dinámica no está correlacionada con la componente estática, por lo que las cargas dinámicas son menores para los camiones más pesados. Las cargas dinámicas de dos camiones (lado a lado) son menores que las de uno.
- ◆ Yang, Liao y Lin (1995). Las variaciones en la rugosidad del pavimento tiene poca influencia en el valor del cortante máximo producido por impacto. Para el cálculo de los factores de impacto en momento y deflexión esta influencia es aún menor. De este estudio se recomiendan las siguientes fórmulas de impacto para claros simplemente apoyados:

Deflexión	Momento	Cortante	
$I_s = 1.25s$	$I_s = 1.2s$	$I_s = 0.8s$	(ec. 3.2)

donde:

s = es un parámetro de la velocidad adimensional definido como

$$s = \frac{\pi \cdot v}{\omega \cdot L} \quad (\text{ec. 3.3})$$

$$\pi = 3.1416$$

v = velocidad del vehiculo

ω = frecuencia fundamental

L = largo caracteristico

Para obtener los factores de impacto para vigas continuas se utiliza un coeficiente $\alpha_c = 0.33$ en la expresión $I_c = \alpha_c I_s$.

En varios artículos (e.g. Yang, Liao y Lin, 1995) se ha reportado que el impacto calculado por las fórmulas tradicionales puede subestimar, significativamente, los efectos en varios casos. Sin embargo, las conclusiones presentadas en estos artículos, dos de las cuales se mencionaron antes, no presentan consistencia entre sí.

La modelación del impacto es difícil de lograr por medio de expresiones sencillas que reflejen resultados acordes con la realidad. Una tendencia reciente ha sido el uso de mediciones de campo para establecer las sollicitaciones reales causadas por dicho efecto. Este proceder se sugiere en la primera edición de las Normas LRFD de la AASHTO (1994), en donde se establecen valores de impacto independientemente de las características del puente:

Componente	Impacto
Juntas de la cubierta. Todos los estados límite	75%
Otros componentes:	
* Estados límite de fatiga y fractura	15%
* Todos los demás estados límite	33%

Tabla 3.1. Valores de "Impacto", Normas LRFD, AASHTO, 1994

3.3 Flujo vehicular

3.3.1 Definición de las variables

La ingeniería de tránsito ha desarrollado modelos macro y microscópicos para el análisis del flujo vehicular en carreteras. Estos modelos requieren de la definición de tres variables principales (Papacostes y Prevedouros, 1993, Cal y Mayor y Cárdenas, 1994):

1. Intensidad (q): es la frecuencia con la cual pasan los vehículos por un punto o sección transversal de un carril o calzada. Consecuentemente, el flujo (q) se puede calcular con la siguiente expresión:

$$q = \frac{N}{T} \quad (\text{ec. 3.4})$$

donde N es el número de vehículos que pasa en un tiempo T .

Si se grafica el flujo contra los intervalos de tiempo en que fueron tomados se obtiene una gráfica como la de la figura 3.3, en donde se observa que es un fenómeno variable. Los resultados que se obtienen dependen del intervalo en que se agrupan los datos muestreados.

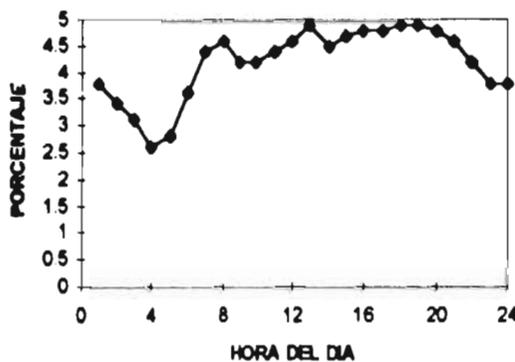


Figura 3.3. Flujo vehicular promedio, aforo 1991

2. Densidad vehicular (k) es el número de vehículos N que ocupan una longitud específica d :

$$k = \frac{N}{d} \quad (\text{ec. 3.5})$$

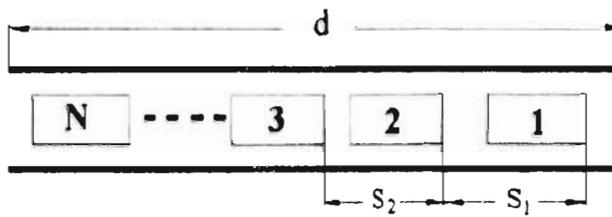


Figura 3.4. Densidad vehicular

Como se observa en la figura 3.4, la densidad vehicular es función del espaciamiento entre vehículos. Existen dos tipos de espaciamiento:

- ◊ Espaciamiento simple.- Distancia entre el paso de dos vehículos consecutivos, medida entre sus defensas traseras.
- ◊ Espaciamiento promedio.- Promedio de todos los espaciamientos simples.

3. Velocidad (V) es la distancia que recorre el vehículo en un tiempo determinado.

Las tres variables anteriores están relacionadas entre sí mediante la "ecuación fundamental del flujo vehicular", cuya forma general es:

$$q = Vk \quad (\text{ec. 3.6})$$

3.3.2 Análisis macroscópico

3.3.2.1 Modelo lineal del flujo vehicular

Uno de los modelos macroscópicos del flujo vehicular es el "Modelo Lineal". Este modelo es sencillo y de fácil interpretación, ya que establece la existencia de una relación lineal entre la densidad vehicular y la velocidad. Esto se puede observar graficando la densidad (abscisas) contra la velocidad (coordenadas), en donde para cualquier punto P existirá una velocidad V y una densidad k , tal que el área $(V)(k)$ será igual al flujo vehicular, como se ilustra en la figura 3.5.

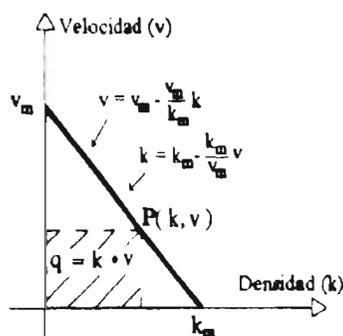


Figura 3.5. Modelo lineal de flujo vehicular

La densidad disminuye a medida que aumenta la velocidad y viceversa ya que son inversamente proporcionales. Este fenómeno se puede observar en las calles, en las que cuando comienza un congestionamiento vial los vehículos bajan su velocidad y disminuyen su espaciamiento aumentando su densidad; en el caso contrario, al aumentar la velocidad se incrementa el espaciamiento y disminuye la densidad vehicular.

Si en la ecuación 3.6 se sustituye el valor de v o de k de la figura 3.5 se observa que existe una relación parabólica entre la densidad vehicular respecto a la intensidad vehicular y la velocidad. Cuando la densidad vehicular es muy alta (congestionamiento vial), o cuando la densidad es muy baja (pasan muy pocos vehículos) la intensidad tiende a ser nulo; mientras que cuando la densidad así como la velocidad son aproximadamente medias, la intensidad tiende a ser máxima ($q^* = \frac{v_m k_m}{4}$).

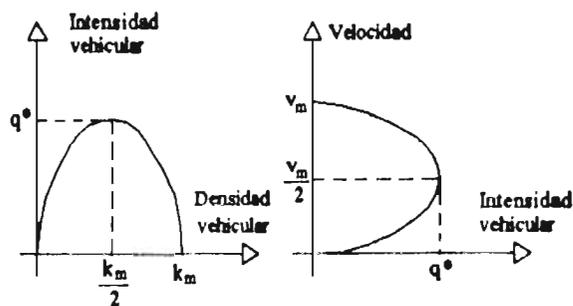


Figura 3.6. Relaciones entre el flujo vehicular - densidad vehicular - velocidad

3.3.2.2 Modelos probabilísticos del flujo vehicular

La Ingeniería de Tránsito ha recurrido, frecuentemente, a la utilización del "proceso de Poisson" para modelar el flujo vehicular (libre) en un punto determinado (Benjamin y Cornell, 1970). Para que un experimento sea un proceso de Poisson, se requiere cumplir con los siguientes requisitos (Walpole y Myers, 1989):

1. El número de resultados que ocurren en un intervalo de tiempo es independiente del número que se obtiene en otro intervalo. En estas condiciones se dice que se trata de un proceso de Poisson, i.e. no tiene memoria.
2. La probabilidad de que un sólo resultado ocurra durante un intervalo de tiempo corto, es proporcional a la duración del intervalo de tiempo y no depende del número de eventos que ocurren fuera del mismo.
3. La probabilidad de que más de un resultado suceda en un intervalo de tiempo corto es despreciable.

La distribución de probabilidades asociada a un proceso de Poisson se llama "distribución de Poisson". La distribución de probabilidades de una variable aleatoria x correspondiente a un proceso de Poisson, representa el número de eventos que ocurre en un intervalo de tiempo t (o de región) y está dado por:

$$p(x; \lambda) = \frac{e^{-\lambda} (\lambda)^x}{x!} \quad (\text{ec. 3.7})$$

en donde λ es el promedio de eventos en un intervalo dado.

Para el análisis del flujo vehicular se evalúa la probabilidad de que x vehículos sean observados en un intervalo de tiempo t , dada una intensidad de tránsito λ (vehículos/tiempo) (Benjamin y Cornell, 1970).

La distribución de Poisson, que ha sido utilizada para el análisis de problemas de tránsito, no describe adecuadamente la distancia entre vehículos. Se han realizado varias propuestas entre las

que destaca la de Andre Schuhl (Kell, 1962), quien supone que el flujo vehicular está dividido en dos grupos:

- ◆ Vehículos que fluyen libremente.
- ◆ Vehículos restringidos, los cuales están influenciados por el vehículo que circula adelante.

Cada uno de estos grupos tiene distintas medias y obedecen a alguna distribución de Poisson. La distribución total está compuesta por la suma de las dos subdistribuciones y se establece por medio de la ecuación:

$$p(h \geq t) = (1 - \alpha)e^{-\frac{t-\lambda}{T_1-\lambda}} + (\alpha)e^{-\frac{t-\tau}{T_2-\tau}} \quad (\text{ec. 3.8})$$

en donde:

$p(h \geq t)$ la probabilidad de que la distancia entre vehículos (h) sea mayor o igual que el tiempo (t)

(α) proporción de vehículos de circulación restringida en el flujo vehicular

$(1 - \alpha)$ proporción de vehículos de circulación libre en el flujo vehicular

T_1 distancia promedio entre los vehículos de circulación libre

T_2 distancia promedio entre los vehículos de circulación restringida

λ distancia mínima promedio entre los vehículos de circulación libre

τ distancia mínima promedio entre los vehículos de circulación restringida

e base de los logaritmos naturales

La ecuación anterior se puede simplificar, obteniéndose:

$$p(h \geq t) = e^{-\frac{a-t}{K_1}} + e^{-\frac{c-t}{K_2}} \quad (\text{ec. 3.9})$$

donde:

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

$$K_1 = T_1 - \lambda$$

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

$$K_2 = T_2 - \tau$$

Kell (1962) evalúa las variables anteriores por medio de datos de campo, obteniendo:

$$K_1 = e^{1.44} - 1.204 \ln V'$$

$$a = -0.046 - 0.0448 \frac{V}{100}$$

$$K_2 = 2.659 - 0.120 \frac{V}{100}$$

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

Este autor establece que los mejores ajustes entre la curva teórica y los datos observados se dan cuando $0.9 < \lambda < 1.0$ y $1.2 < \tau < 1.36$.

Para obtener la probabilidad de que la distancia entre vehículos sea menor o igual que el tiempo indicado, se toma el complemento de la probabilidad, quedando (Kell, 1962):

$$p(h \leq t) = (1 - \alpha) \left(1 - e^{-\frac{t-\lambda}{K_1}} \right) + (\alpha) \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{K_2}} \right) \quad (\text{ec. 3.10})$$

3.3.3 Análisis microscópico

En la revisión microscópica del flujo vehicular se analiza el comportamiento de dos vehículos, uno tras otro, que se encuentran en un flujo sin interrupciones externas (por ejemplo, entronques). Como una regla general, debe existir una separación entre vehículos tal que si existe una desaceleración repentina por parte del vehículo delantero, el que le sigue debe tener una distancia suficientemente amplia para detenerse sin chocar con dicho vehículo (Papacostes y Preveduros, 1993).

Considerando que el movimiento de estos vehículos es rectilíneo y que tienen una posición X , la velocidad y la aceleración se definen como:

$$v = \frac{dx}{dt} \quad a = \frac{dv}{dt} = \frac{dv}{dx} \left(\frac{dx}{dt} \right) = \left(\frac{dv}{dx} \right) v \quad (\text{ec. 3.11})$$

Para el caso de aceleración constante:

$$v = at + V_0 \quad (\text{ec. 3.12})$$

Integrando la ecuación 3.12 como función de la distancia:

$$\frac{1}{2}(V^2 - V_0^2) = a(X - X_0) \quad (\text{ec. 3.13})$$

Reacomodando los términos:

$$X - X_0 = \frac{V^2 - V_0^2}{2a} \quad (\text{ec. 3.14})$$

En la figura 3.7 se presenta la posición de dos vehículos espaciados una distancia S circulando a una misma velocidad V . Posteriormente se muestran las distancias que recorrieron para detenerse.

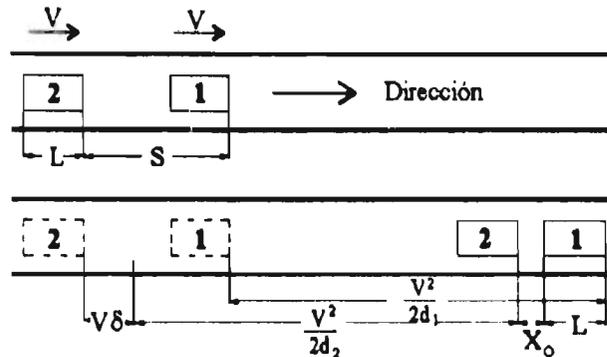


Figura 3.7. Frenado de dos vehículos consecutivos

Las variables de la figura 3.7 son:

V = velocidad inicial de los dos vehículos

d_1 = desaceleración del vehículo 1

d_2 = desaceleración del vehículo 2

δ = tiempo de percepción-reacción del conductor del vehículo 2

X_0 = Distancia de seguridad cuando los vehículos están detenidos

L = Longitud del vehículo

La distancia de frenado del vehículo 1 es:

$$X_1 = \frac{V^2}{2d_1} \quad (\text{ec. 3.15})$$

La distancia de frenado del vehículo 2 está conformada por la distancia de percepción-reacción y la de frenado:

$$X_2 = V\delta + \frac{V^2}{2d_2} \quad (\text{ec. 3.16})$$

La distancia de percepción-reacción está definida por la velocidad del vehículo y el tiempo percepción-reacción. El tiempo percepción-reacción esta formado por cuatro acciones: percepción, identificación, decisión y reacción (McShane y Roess, 1990).

En la figura 3.8 se muestra el resultado del estudio dirigido por Johansson y Rumor referenciado en Papacostas y Prevedouros (1993), para evaluar el tiempo de respuesta ante un frenado sorpresivo. Esta respuesta está determinada por condiciones como: edad, estado de salud, alcohol, medicamentos, cansancio y condición emocional.

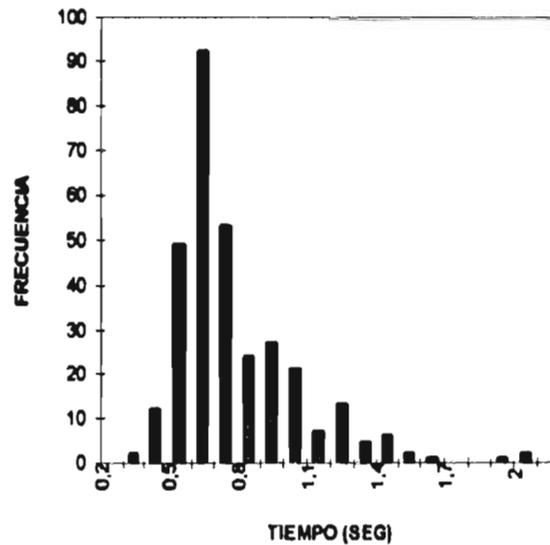


Figura 3.8. Estudio del tiempo de reacción, realizado por Johansson y Rumor

Los resultados en la figura 3.8 muestran que el tiempo de reacción fluctúa entre 0.3 y 2.0 segundos, con un valor medio de 0.66 segundos (McShane y Roess, 1990).

Tradicionalmente, en el diseño geométrico de caminos se maneja como un tiempo de reacción 2.5 segundos. En la figura 3.9 se muestran tiempos de reacción propuestos por las Normas AASHTO para efecto de diseño.

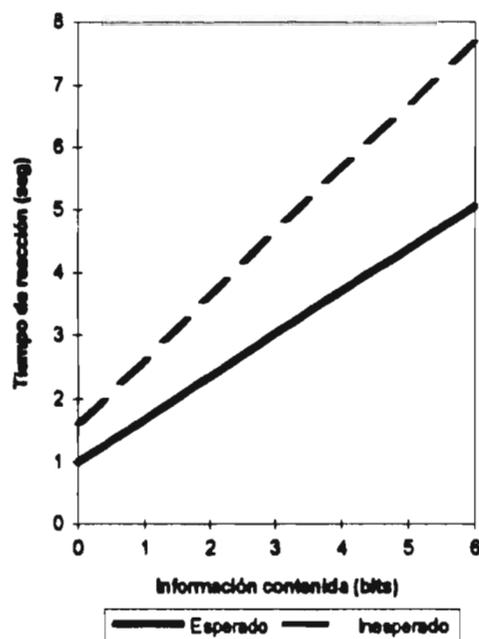


Figura 3.9. Percentil 85 del tiempo de reacción ante respuesta esperada e inesperada, de acuerdo con la AASHTO, "A policy on geometric design of highway and streets" (Papacostes y Preveduoros, 1993)

La distancia de frenado (ecuaciones 3.16 y 3.16) es función de la velocidad inicial y la desaceleración. Esta última depende del peso del vehículo, de la capacidad de frenado de la unidad y de la rugosidad del pavimento, las cuales son características altamente variables.

En términos del espaciamiento de los vehículos, la distancia de frenado del segundo vehículo es:

$$X_2 = S + X_1 - L - X_0 \quad (\text{ec. 3.17})$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.11 y 3.12 en la ecuación 3.13, y despejando el espaciamiento:

$$S = V\delta + \frac{V^2}{2d_2} - \frac{V^2}{2d_1} + X_0 + L \quad (\text{ec. 3.18})$$

La distancia entre vehiculos es (Papacostas y Prevedouros, 1993):

$$S - L = V\delta + X_0 + \frac{V^2}{2d_2} - \frac{V^2}{2d_1} \quad (\text{ec. 3.19})$$

Considerando que los dos vehiculos tienen la misma capacidad de frenado, es:

$$S - L = V\delta + X_0 \quad (\text{ec. 3.20})$$

CAPITULO IV

METODOS DE ANALISIS DE PUENTES ANTE CARGAS VEHICULARES

4.1 Generalidades

Los puentes pertenecen a la clase de estructuras que están sujetas a cargas dinámicas cuya posición varía con el tiempo. En este tipo de estructuras las solicitaciones internas varían a causa de la magnitud y posición de las cargas externas. Por lo tanto, para diseñar los elementos estructurales se debe determinar la posición de las cargas que produce las máximas solicitaciones (White, Gergely y Sexsmith, 1984).

En esta tesis se evalúan dos tipos de elementos mecánicos máximos: 1) momentos flexionantes y 2) fuerzas cortantes. Estos dos parámetros son los puntos de comparación en los análisis realizados.

Para obtener los elementos mecánicos máximos debido a una carga móvil, así como la posición que genera dichos valores máximos las líneas de influencia son el procedimiento más utilizado.

4.2 Líneas de influencia

Una línea de influencia es un diagrama cuyas ordenadas representan el valor de un efecto resultado de aplicar una fuerza unitaria que se mueve a lo largo del claro, como función de la distancia a lo largo del claro. Este efecto puede ser una fuerza interna, una reacción o un desplazamiento en un punto particular de la estructura (Leet, 1988).

Las líneas de influencia sirven para conocer el lugar donde hay que colocar la carga, de tal manera que se produzca el máximo valor del elemento mecánico evaluado en ese punto. Por ejemplo, en la figura 4.1 se muestran las líneas de influencia correspondientes a los cortantes en

los apoyos, las cuales fueron generadas a partir de mover una carga unitaria a lo largo de la viga, como dice la definición.

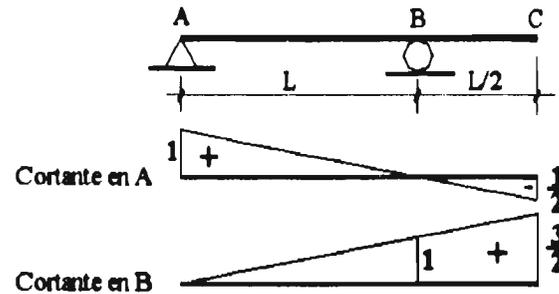


Figura 4.1. Líneas de influencia debido a la fuerza cortante

En esta figura se observa que si se coloca la fuerza sobre el apoyo B, no genera efectos en el apoyo A, sin embargo, si se coloca en el extremo C, se genera un cortante negativo en el apoyo A y cortantes máximos en el apoyo B.

En algunas ocasiones sólo se requiere conocer de manera cualitativa la forma de la línea de influencia. Para esto, se puede recurrir al principio de "Müller-Breslau", con el cual se obtienen las siguientes aplicaciones (Leet, 1988):

- ◆ Verificar la forma de la línea de influencia.
- ◆ Establecer la posición de la carga viva sobre la estructura, en donde se obtienen los efectos máximos.
- ◆ Determinar la localización de las ordenadas máximas y mínimas de una línea de influencia, de tal manera que se reduzcan a unos cuantos puntos el cálculo de la misma.

Este procedimiento fue formulado y usado por el diseñador Müller-Breslau en la década de 1880-1890 (White, Gergely y Sexsmith, 1984). Dicho principio dice que la línea de influencia para cualquier elemento mecánico está dado por la configuración deformada que resulta de eliminar la restricción del elemento mecánico al tiempo que un desplazamiento unitario es introducido en ese lugar (Xanthakos, 1994).

A continuación en la figura 4.2 se muestra un ejemplo del método en el que se evalúan las solicitaciones máximas del centro del segundo claro, en una viga de cuatro claros.

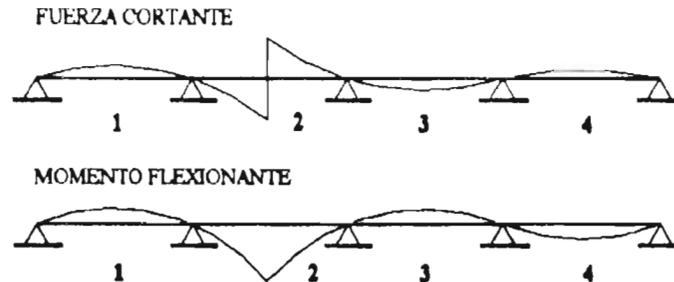


Figura 4.2. Líneas de influencia para fuerza cortante y momento flexionante positivo en el centro del segundo claro

En esta figura se observa que en el caso del cortante, para obtener los máximos valores, se deben cargar los claros 1 y 4, y la mitad derecha del segundo claro. En el caso del momento flexionante positivo, si se quiere obtener los máximos valores, se deben cargar los claros 2 y 4; pero de quererse encontrar los mínimos valores se cargaría los claros 1 y 3.

4.3 Programa elaborado para el análisis estructural

Para obtener los valores máximos de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes producidos en una viga simplemente apoyada, se elaboró un programa de computadora.

Antes de elaborar este programa se establecieron varias hipótesis con las cuales se estructuró y escribió el mismo. Dichas hipótesis se describen a continuación:

1. Los cortantes máximos se obtienen en los apoyos, lo cual resulta obvio si se trazan las líneas de influencia en una viga simplemente apoyada. El método numérico consiste en colocar cada llanta en los apoyos y después se calcula el cortante producido, finalmente se elige el mayor.

2. El momento flexionante máximo se obtiene cuando el diagrama de fuerza cortante cambia de signo o vale cero. Considerando que $V = \frac{\partial M}{\partial x}$, la pendiente del diagrama de momento flexionante es la ecuación del diagrama de cortante. Se presenta un máximo cuando la derivada de una función (pendiente) es cero, como se ejemplifica en la figura 4.3.

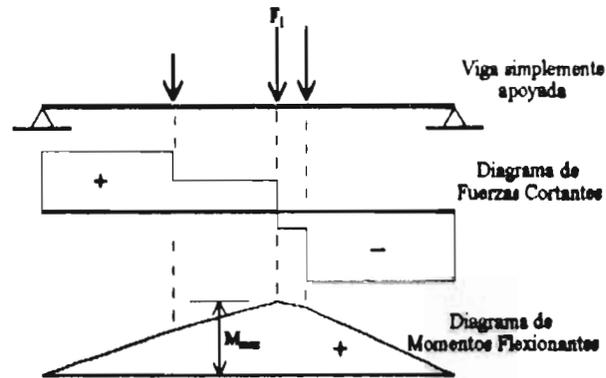


Figura 4.3. Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante

3. Como se observa en la figura 4.3., el diagrama de fuerzas cortantes cambia de signo en el punto donde se aplica una fuerza F_i . Por lo tanto, bajo la llanta i se produce el máximo momento flexionante.
4. La llanta i , que produce el cambio de signo en el diagrama de fuerzas cortantes, y la resultante R de las fuerzas que actúan sobre el claro de la viga son equidistantes del centro del claro del puente (AISC, 1994).

Demostración:

Dada una viga simplemente apoyada, que soporta un conjunto de N fuerzas F como el que se muestra en la figura 4.4:

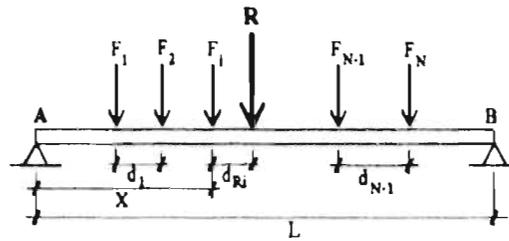


Figura 4.4. Viga simplemente apoyada

La reacción en el apoyo *A* se obtiene al realizar la sumatoria de momentos flexionantes en el apoyo *B*.

$$R_A(L) - R(L - x - d_{Ri}) = 0 \quad (\text{ec. 4.1})$$

$$R_A = \frac{R(L - x - d_{Ri})}{L} \quad (\text{ec. 4.2})$$

Calculando el valor del momento flexionante en la llanta *i*:

$$M_i = xR_A - \sum_{k=1}^{i-1} F_k d_{ki} \quad (\text{ec. 4.3})$$

siendo d_{ki} la distancia de la fuerza *k* a la llanta *i*. Estas distancias son función de la configuración de un vehículo en particular, independientemente de la posición del vehículo en el claro.

Derivando el momento flexionante respecto a *x* e igualándolo a cero, se obtiene la posición donde se ubica el momento flexionante máximo.

$$\frac{\partial M_i}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(xR_A - \sum_{k=1}^{i-1} F_k d_{ki} \right) = \frac{\partial}{\partial x} \left(x \left[\frac{R(L - x - d_{Ri})}{L} \right] - \sum_{k=1}^{i-1} F_k d_{ki} \right)$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial x} = L - 2x - d_{Ri} = 0 \quad (\text{ec. 4.4})$$

$$x = \frac{L - d_{Ri}}{2} = \frac{L}{2} - \frac{d_{Ri}}{2} \quad (\text{ec. 4.5})$$

Siendo x la posición de la llanta i donde se genera el máximo momento flexionante.

Se revisa ahora el caso en que la llanta i este ubicada a la derecha de la resultante:

$$R_A = \frac{R(L - x + d_{Ri})}{L} \quad (\text{ec. 4.6})$$

$$M_i = xR_A - \sum_{k=1}^{i-1} F_k d_{ki} \quad (\text{ec. 4.7})$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial x} = L - 2x + d_{Ri} = 0 \quad (\text{ec. 4.8})$$

$$x = \frac{L + d_{Ri}}{2} = \frac{L}{2} + \frac{d_{Ri}}{2} \quad (\text{ec. 4.9})$$

La posición x de la llanta i que genera los máximos momentos flexionantes se muestra en la figura 4.5.

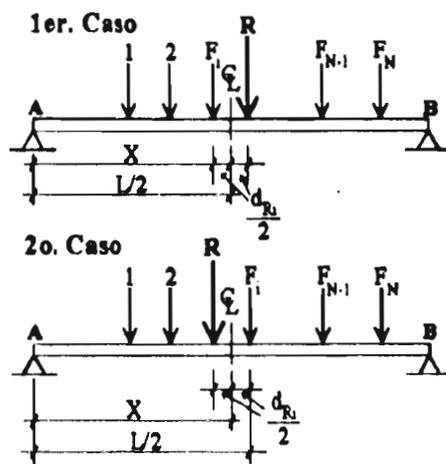


Figura 4.5. Posición de un conjunto de fuerzas generando momentos flexionantes máximos

5. El momento flexionante máximo se obtiene cuando la resultante de un conjunto de fuerzas se encuentra cerca del centro del claro.

6. Generalmente, la llanta más cercana a la resultante es aquella que produce los momentos flexionantes mayores, ya que la distancia de la resultante al centro del claro es $\frac{d_{Ri}}{2}$, por lo que la llanta más cercana genera la d_{Ri} menor.
- Se debe verificar que la llanta elegida haya sido la que da el cambio de signo al cortante. De no ser se toma la siguiente llanta.

En las figuras 4.6(a) y 4.6(b) se presenta la estructura general del programa.

El programa solicita los siguientes datos:

- ◆ Número de vehículos a evaluar.
- ◆ Número de ejes del vehículo i .
- ◆ Peso de los ejes.
- ◆ Distancia entre ejes.
- ◆ Números aleatorios para seleccionar el tipo de vehículo (camión o automóvil).

Los resultados que se obtienen del archivo de salida son:

- ◆ El momento flexionante máximo (para un claro dado).
- ◆ La fuerza cortante máxima (para un claro dado).

Una de las principales ventajas del programa es que, de manera rápida y sencilla, se obtienen los resultados de múltiples vehículos aplicados sobre varios claros en una sola corrida de computadora.

Este programa se calibró con el programa Structural Analysis Program (SAP 90), utilizando su módulo para puentes "Bridge". Se observó que con este programa se obtienen valores prácticamente iguales a los proporcionados por el SAP 90, presentándose variaciones mínimas debidas a la precisión numérica de los dos programas.

ESTRUCTURA DEL PROGRAMA ELABORADO

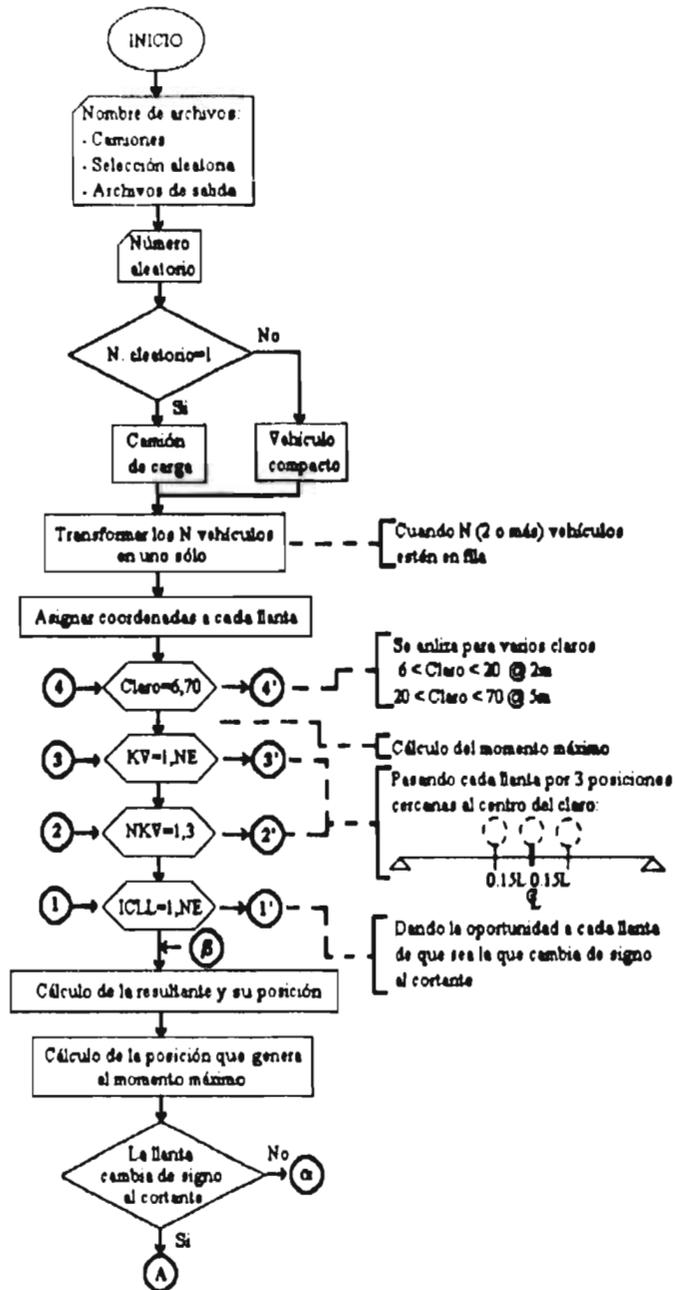


Figura 4.6(a)

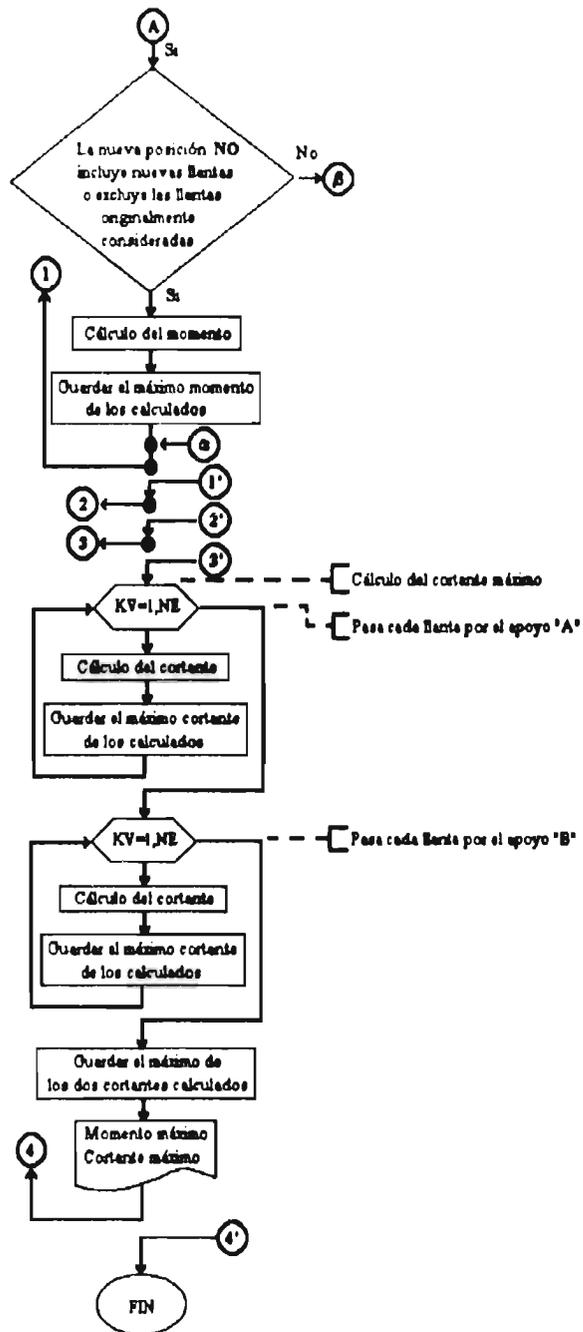


Figura 4.6(b)

4.4 Procedimiento utilizado para simular la presencia de uno o varios vehículos sobre un carril de un puente

Como se mencionó en el capítulo III, existen dos escenarios en los que se pueden analizar las cargas vivas vehiculares. En el primero se considera que los vehículos pasan con velocidad de proyecto o de uso, generando el efecto de impacto en el puente. La segunda situación se presenta cuando la velocidad es nula o casi nula, pudiéndose presentar una concentración de vehículos (dos o más unidades en una corta distancia), pero sin el efecto de impacto. Para poder comparar adecuadamente los resultados de ambos casos, se requiere multiplicar los valores del primer escenario por uno más el factor impacto o dividir los valores obtenidos del segundo escenario entre uno más el factor de impacto.

El análisis de estos dos escenarios requiere conocer la distancia entre el último eje de cada vehículo y el primer eje del siguiente. Dicha distancia está compuesta por la distancia existente entre vehículos más el vuelo trasero del primer vehículo y el vuelo delantero del siguiente. En esta tesis se propone una distancia entre ejes de 4m. para el caso de vehículos con velocidad aproximadamente nula. Para el otro caso se recurre a la distribución propuesta por Schuhl (Kell, 1962) (cap. III), para lo cual se selecciona los siguientes parámetros:

$$V=600 \text{ vehiculos/hora (tráfico moderadamente intenso)}$$

$$\lambda=0.9$$

$$\tau=1.2$$

$$\alpha=0.3 \text{ (vehículos restringidos)}$$

$$1-\alpha=0.7 \text{ (vehículos no restringidos)}$$

$$K_1 = 6.90$$

$$K_2 = 1.94$$

Dada una probabilidad del 95% de que la distancia entre vehículos sea mayor o igual a un tiempo t , por tanteos se obtiene que:

$$p(h \geq t) = 95\% \quad , \quad \text{para } t = 1.28 \text{ seg. (redondeando } t = 1.3 \text{ seg.)}$$

Considerando una velocidad del tránsito (moderada) de 80 km/hr (22.2 m/seg.), la distancia entre vehículos es:

$$d = v t = (22.2 \text{ m/seg.}) (1.3 \text{ seg.}) = 28.89 \text{ m.}$$

Aumentando la distancia debido al vuelo de los vehículos, la distancia entre ejes resulta:

$$d = 31 \text{ m.}$$

La distancia entre vehículos está definida por un tiempo de 1.30 seg., correspondiente al 52% del tiempo de percepción-reacción de seguridad de 2.5 seg. Este tiempo es superior (97 %) a la media de 0.66 seg. obtenida del estudio percepción-reacción de Johannseon y Rumor (Papacostas y Prevedouros, 1993), lo que permite concluir que el valor obtenido es aceptable.

Con el fin de representar un escenario real del tránsito se usa la base de datos del aforo de 1993, la cual fue revisada y depurada para el análisis de los principales vehículos, como se describe en el capítulo V. Esta base de datos se ordena por estación y tiempo de arribo, de manera que se establece la secuencia real del paso de vehículos por el camino.

Entre los camiones de carga circulan, simultáneamente, automóviles y camionetas. De los aforos realizados en la red nacional de carreteras, se observa que alrededor del 30 % de los vehículos son de carga (IMT, 1997). Esta situación se puede establecer mediante la generación de números aleatorios, de manera que se introduzca en los datos la presencia de los automóviles.

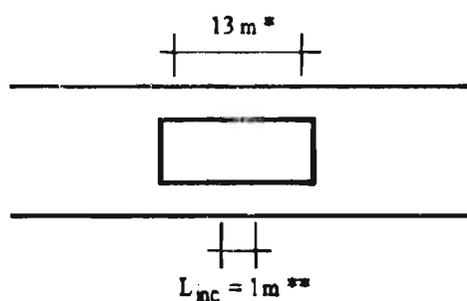
El paso de vehículos por un punto puede ser reproducido por medio de la generación de números aleatorios utilizando una distribución de Bernoulli, cuyas propiedades se describen a continuación: (Walpole y Myers, 1989):

1. El experimento consiste en N ensayos repetidos. N es el número de vehículos que pasan por el camino.
2. El resultado de cada ensayo puede ser calificado como un éxito o fracaso, representado por los números 1 y 0, respectivamente. El éxito es que sea camión y el fracaso es que no sea camión, es decir, que sea automóvil o camioneta.
3. La probabilidad de éxito, definida como P , permanece constante de ensayo en ensayo. P tiene un valor de 0.30 (30 %).
4. Los ensayos repetidos son independientes.

En el caso de ser l el número aleatorio, se designa el valor de un camión procedente de la base de datos. En el caso contrario, es decir, 0 , se asigna el valor de un vehículo pequeño, el cual fue definido con dos ejes, de 750 kg , y una distancia entre ejes de 250 cm , dando lugar a un vehículo de 1.5 ton de peso total.

Para representar los dos escenarios se realizaron cuatro análisis por cada estación, como se describe a continuación:

♦ Corrida 1. Simulación del paso de un vehículo.

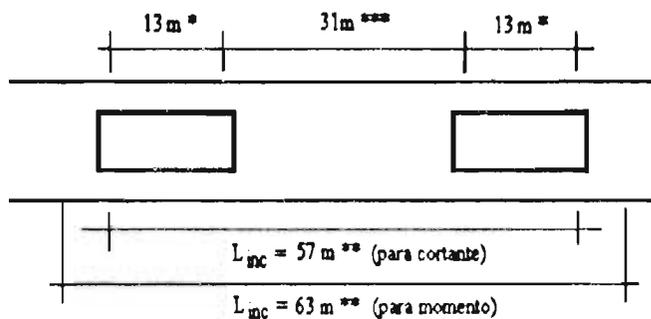


* Dimensión promedio de los principales vehículos

** Distancia a partir de la cual se puede tomar en cuenta este escenario

Figura 4.7 Paso de un vehículo en movimiento

♦ Corrida 2. Simulación del paso de dos vehículos en movimiento.



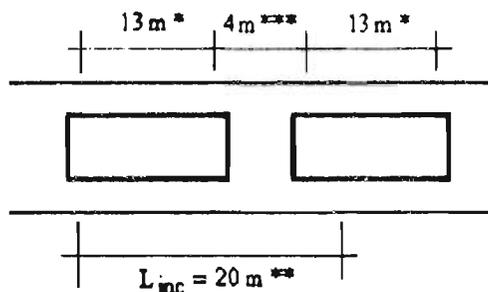
* Dimensión promedio de los principales vehículos

** Distancia a partir de la cual se puede tomar en cuenta este escenario

*** Separación entre ejes

Figura 4.8 Paso de dos vehículos en movimiento

- ♦ Corrida 3. Simulación de dos vehículos con velocidad aproximadamente nula.



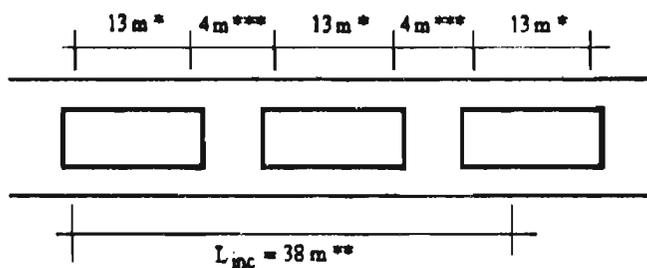
* Dimensión promedio de los principales vehículos

** Distancia a partir de la cual se puede tomar en cuenta este escenario

*** Separación entre ejes

Figura 4.9. Paso de dos vehículos con velocidad aproximadamente nula

- ♦ Corrida 4. Simulación de tres vehículos con velocidad aproximadamente nula.



* Dimensión promedio de los principales vehículos

** Distancia a partir de la cual se puede tomar en cuenta este escenario

*** Separación entre ejes

Figura 4.10. Paso de tres vehículos con velocidad aproximadamente nula

CAPITULO V ESTUDIOS DE CAMPO

5.1 Antecedentes

En varios países del mundo, como Estados Unidos y Canadá, se han evaluado los pesos de los vehículos que transitan por sus redes de caminos. Uno de los objetivos de dichos estudios es evaluar las solicitaciones a las cuales está sometida la infraestructura de caminos de dichos países.

En México también se han llevado a cabo estudios sobre este tema; entre los estudios realizados se tiene la investigación efectuada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Magallanes y Negroe, 1977). En esta investigación se estableció una estación muestreadora o pesadora dinámica de tránsito que, sin interferir con la operación normal de la carretera, permitió clasificar los vehículos según su tipo, velocidad, distancia entre ejes y peso por eje. Entre las conclusiones de este trabajo se presentan los siguientes puntos relevantes:

- ◆ Aproximadamente 40% de los ejes tándem y de 15 a 25% de los ejes sencillos traseros, llevaban cargas que exceden el límite legal.
- ◆ Aproximadamente 40% de los vehículos T3-S2 llevaban cargas superiores a la legal. De los demás, menos de 10% iban sobrecargados (por no existir entonces, en este estudio no se analizaron los camiones T3-S3 y los T3-S2-R4).

5.2 Estudio de pesos y dimensiones del Instituto Mexicano del Transporte

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) realiza desde 1991 un proyecto para evaluar los pesos y dimensiones de los vehículos que circulan en la red nacional de caminos. Para este propósito se han recorrido varias de las principales carreteras, instalando estaciones de aforo en

ellas. El procedimiento de aforo utilizado consiste en colocar señalamientos a 500m. de la estación y 100m antes se encausa el tráfico para encuestarlo. Posteriormente, una brigada de trabajadores mide las dimensiones de los vehículos, encuesta al chofer sobre la carga transportada y toma datos de algunas de las características del vehículo. Por último, 50 m. después de la brigada se localiza una pesadora dinámica donde se registra la fecha, hora, velocidad del vehículo, peso de los ejes y distancias entre ellos (IMT, 1992).

A continuación se presentan tablas con algunos resultados estadísticos interesantes, producto de los aforos realizados en 1991, 1992 y 1993.

La tabla 5.1 presenta la composición del tránsito de vehículos de carga que circulan en la red nacional. Resalta el hecho de que esta composición está comprendida en su mayoría (98%) por vehículos: C2, C3, T3-S2, T3-S3 Y T3-S2-R4, como se mencionó en la sección 2.3 de esta tesis.

TIPO	1991	1992	1993	PROMEDIO
C2	35	38.8	49.4	41.8
C3	22	20.0	18.1	20.0
C4	1	0.4	0.2	
T2-S1	0	0.1	0.1	
T2-S2	1	0.2	0.2	
T2-S3	1	0.2	0	
T2-S1-R2	0	0	0	
T3-S2	24	16.3	15.3	18.5
T3-S3	15	21.1	14.3	16.8
T3-S1-R2	0	0.1	0	
T3-S2-R2	0	0.1	0.1	
T3-S2-R3	0	0.1	0.1	
T3-S2-R4	2	1.7	1.5	1.7
C3-R2	0	0	0	
C3-R3	0	0.1	0	
OTROS	0	0.8	0.5	
TOTAL	101*	100	100	

* El redondeo de la información hizo que el total no sume cero.

Tabla 5.1. Porcentaje por tipo de vehículo de carga (IMT, 1992; IMT, 1995)

En la tabla 5.2 se presenta el peso bruto vehicular promedio de los vehículos vacíos. Este peso es también conocido como "peso de la tara". La tabla sólo presenta los pesos medios correspondientes a los vehículos más representativos.

TIPO	PESO
C2	4 ton.
C3	9 ton.
T3-S2	17 ton.
T3-S3	19 ton.
T3-S2-R4	27 ton.

Tabla 5.2. Peso bruto medio de los vehículos vacíos

En estas publicaciones se pone en evidencia el hecho de que la infraestructura nacional de caminos está siendo sometida a solicitudes no previstas en las publicaciones reglamentarias recientes. Posteriormente, en la sección 5.3 de esta tesis se presenta el análisis estadístico y comparativo de los pesos totales de los vehículos de carga, resultado del aforo de 1993.

Es importante aclarar que estas estadísticas son resultado de aforos realizados en diferentes lugares; por lo tanto, la composición vehicular y el volumen de tránsito medidos son diferentes. De igual modo, la información presentada en estos informes no permite conocer la evolución de las características de los vehículos de carga a través del tiempo. Finalmente, el número de estaciones aforadas fue distinto en cada año, siendo 10 en 1991, 3 en 1992 y 15 en 1993.

5.3 Análisis de la información registrada en 1993

5.3.1 Generalidades

Para fines de la presente tesis se eligió trabajar con la información del año 1993 por las siguientes razones:

- ♦ Fue el tercer año de aforo, por lo que ya se contaba con la experiencia suficiente sobre el procedimiento de trabajo.
- ♦ La muestra fue la más amplia (15 estaciones).
- ♦ En el año 1995 se realizaron los últimos aforos, pero estos datos pueden estar sesgados por las modificaciones implementadas en el peso permisible reglamentario, publicado en ese año, como se explicó en el capítulo II.

La base de datos se obtuvo en formato de hoja de cálculo (Excel). Los datos se organizaron en función del tipo de camión, utilizando el número de ejes y la distancia entre ellas para agrupar correctamente estos datos. Se eligió trabajar con los camiones C2, C3, T3-S2, T3-S3 y T3-S2-R4 por ser los vehículos que tienen los mayores porcentajes en la composición del tránsito de carga nacional.

A continuación se presenta la tabla 5.3 con el nombre y ubicación de las estaciones de aforo analizadas.

NUMERO	NOMBRE	UBICACION
1	Singuilúcan	Pirámides-Tulancingo, km. 75+000
2	El Abra	Cd. Valles-Tampico, km. 10+000
3	El Granero	Cd. Victoria-Matamoros, km. 183+200
4	Las Lajas	Monterrey-Reynosa, km. 115+500
5	Cebeta 29	Cd. Victoria-Monterrey, km. 168+320
6	C.T.O.	Cuencamé-Torreón, km. 172+200
7	Las Espuelas	Mazatlán-Culiacán, km. 6+900
8	Glorieta	Colima-Tecomán, km. 39+000
9	Jiquilpan	Jiquilpan-Sahuayo, km. 2+200
10	El Alamo	Morelia-Salamanca, km. 11+000
11	Caseta	Guadalajara-Zapotlanejo (cuota), km. 21+000
12	Zapotlanejo	Guadalajara-Zapotlanejo (libre), km. 81+000
13	Las Carolinas	Chihuahua-Cd. Juárez, km. 16+000
14	Jajalpa	México-Toluja, km. 43+000
15	Asunción	Huajuapán de León-Oaxaca, km. 43+000

Tabla 5.3. Ubicación de las estaciones

5.3.2 Análisis estadístico

En esta sección se presentan los análisis estadísticos que describen la base de datos, por lo que se definen a continuación los conceptos estadísticos empleados (Spiegel, 1991):

- ◆ **Histograma o Histograma de Frecuencias.** Conjunto de rectángulos o puntos (unidos por líneas) que en las abscisas tienen las marcas de clase (punto intermedio del intervalo) y en las ordenadas tienen la frecuencia de dicho intervalo.
- ◆ **Media.** Valor representativo de un conjunto de datos que se define como:

Para un conjunto de datos

$$\bar{X} = \frac{\sum_{j=1}^N X_j}{N}$$

X_j = Número j

N = Número de datos

Para datos agrupados

$$\bar{X} = \frac{\sum_{j=1}^K f_j X_j}{N} \quad (\text{ec. 5.1})$$

X_j = Marca de clase del intervalo j

f_j = Frecuencia del intervalo j

N = Número de datos

K = Número de intervalos

- ◆ **Moda.** Valor o intervalo que ocurre con mayor frecuencia en un conjunto de datos.
- ◆ **Desviación estándar.** Para muestras grandes se define como:

Para un conjunto de datos

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (X_j - \bar{X})^2}{N}}$$

Para datos agrupados

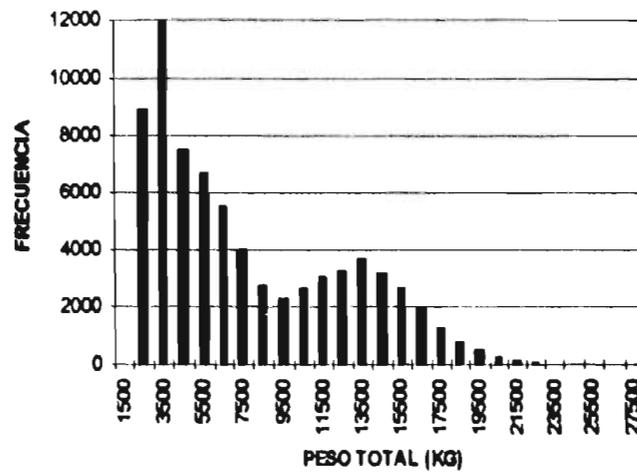
$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^K f_j (X_j - \bar{X})^2}{N}} \quad (\text{ec. 5.2})$$

A continuación se presenta el análisis estadístico de los pesos totales y "largos característicos" de los principales vehículos de carga aforados en 1993. Estos resultados son producto de una revisión cuidadosa de la base de datos proveniente de las 15 estaciones.

Los valores empleados para el análisis son: permisibles (utilizando las normas de 1980 y 1995, capítulo II), media, desviación estándar, número de datos analizados (N) y moda. Se definen varias modas para poder identificar los intervalos de mayor frecuencia relativa.

5.3.2.1 Peso Total

5.3.2.1.1 Vehículo C2



Nota: Este histograma de camiones C2 incluye autobuses de dos ejes.

Figura 5.1. Histograma de pesos totales del C2

Permisibles: 15,500 kg. (1980) - 17,500 kg. (1995)

Media: 7,866 kg.

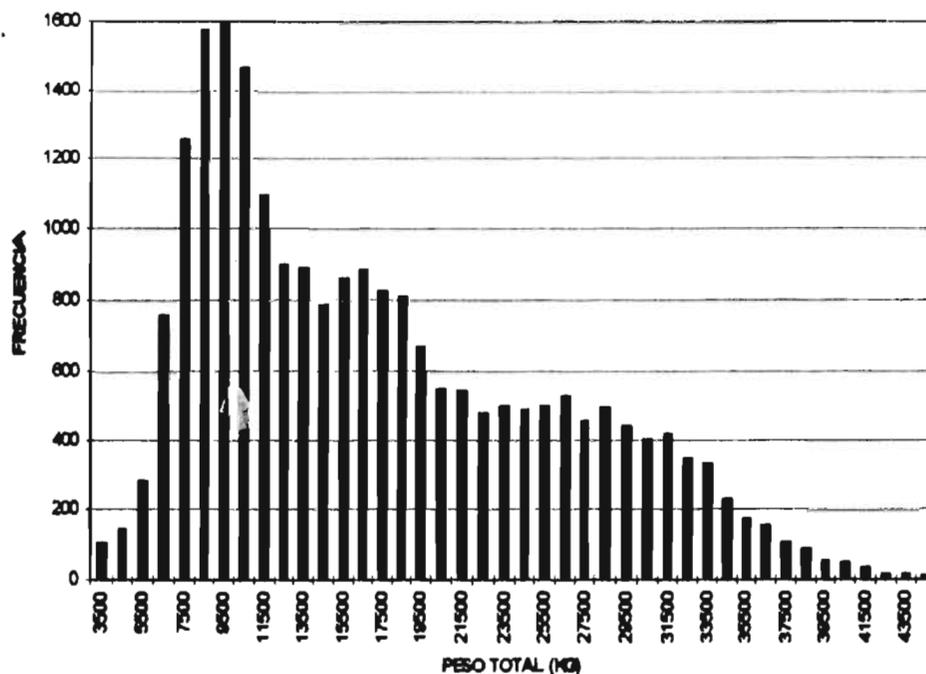
Desviación estándar: 4,785.81

N: 72,987

Moda1: 3,500 kg.

Moda2: 13,500 kg.

5.3.2.1.2 Vehículo C3



Nota: Este histograma de camiones C3 incluye autobuses de tres ejes.

Figura 5.2. Histograma de pesos totales del C3

Permisibles: 23,500 kg. (1980) - 26,000 kg. (1995)

Media: 17,215.78 kg.

Desviación estándar: 8,663.47

N: 22,273

Moda1: 9,500 kg.

Moda2: 16,500 kg.

Moda3: 26,500 kg.

5.3 2.1.3 Vehículo T3-S2

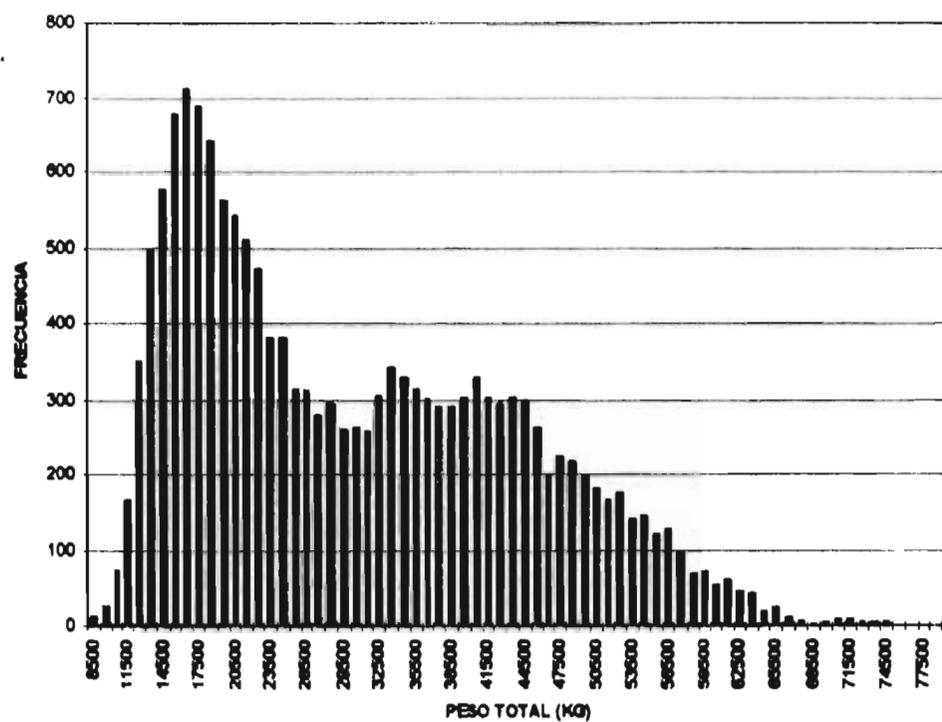


Figura 5.3. Histograma de pesos totales del T3-S2

Permisibles: 41,500 kg. (1980) - 44,000 kg. (1995)

Media: 30,244.5 kg.

Desviación estándar: 13,626.52

N: 15,941

Moda1: 16,500 kg.

Moda2: 33,500 kg.

Moda3: 40,500 kg.

5.3.2.1.4 Vehículo T3-S3

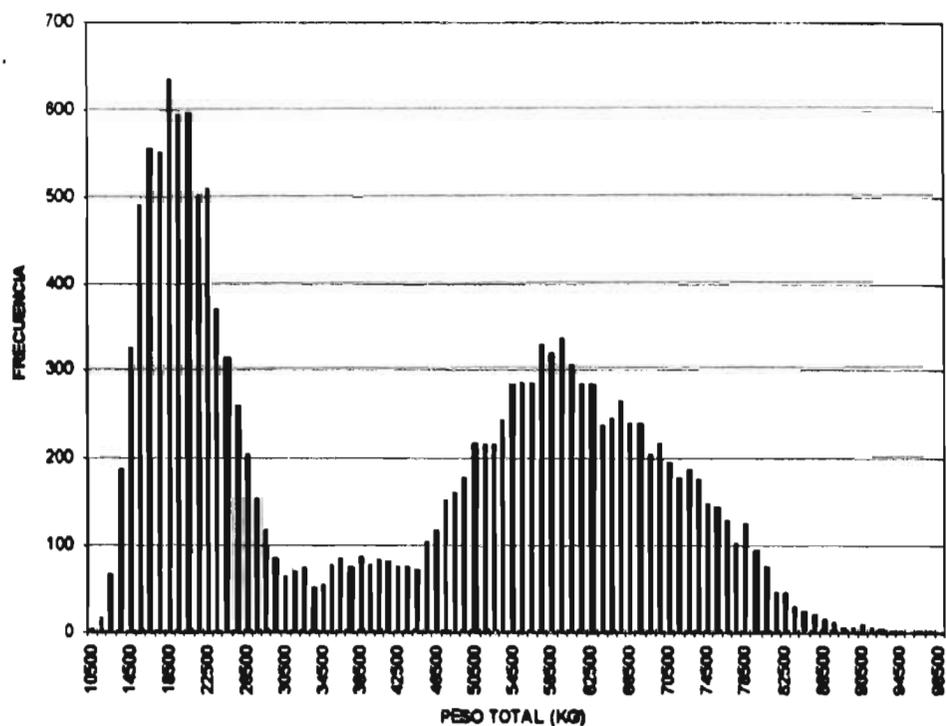


Figura 5.4. Histograma de pesos totales del T3-S3

Permisibles: 46,000 kg. (1980) - 48,500 kg. (1995)

Media: 42,666.4 kg.

Desviación estándar: 21,684.35

N: 15,391

Moda1: 18,500 kg.

Moda2: 38,500 kg.

Moda3: 59,500 kg.

5.3.2.1.5 Vehículo T3-S2-R4

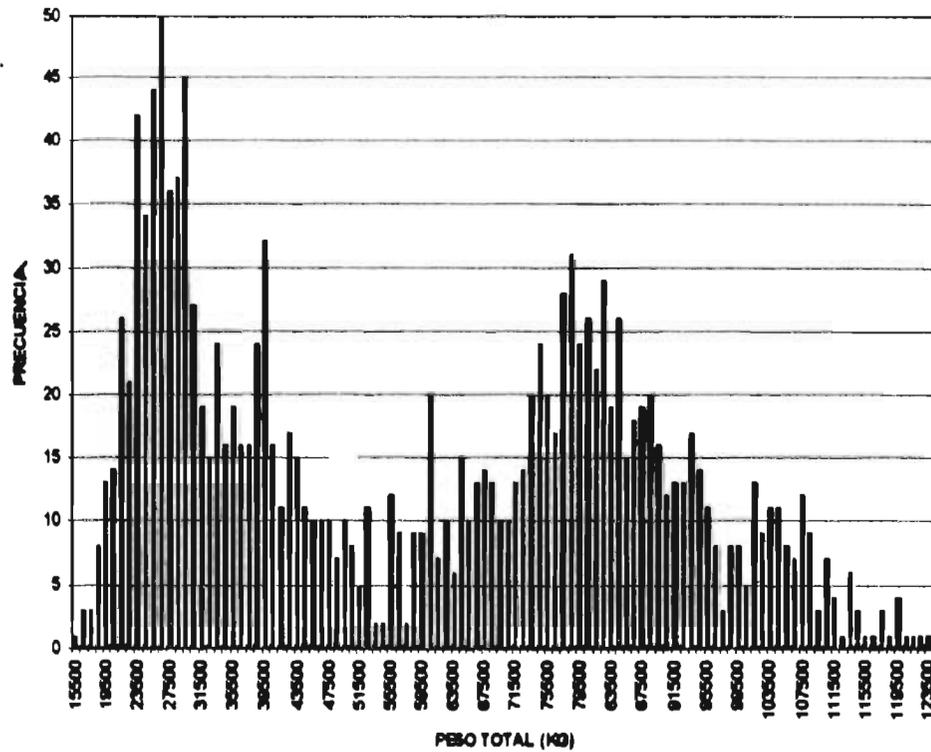


Figura 5.5. Histograma de pesos totales del T3-S2-R4

Permisibles: 77,500 kg. (1980) - 66,500 kg. {para gases o químicos 72,500 kg.} (1995)

Media: 58,683 kg.

Desviación estándar: 28,183.26

N: 1,530

Moda1: 26,500 kg.

Moda2: 78,500 kg.

5.3.2.2 Distancia característica

En esta sección se analiza la distancia entre ejes que caracteriza a un vehículo. Por ejemplo, en el caso del C3 existen dos distancias entre ejes; la primera (distancia 1-2) es variable, mientras que la segunda corresponde a la distancia entre dos llantas del mismo eje (distancia 2-3), la cual es menos variable que la anterior, por lo que la distancia 1-2 es la distancia característica.

A continuación se presentan las distancias características de los vehículos analizados:

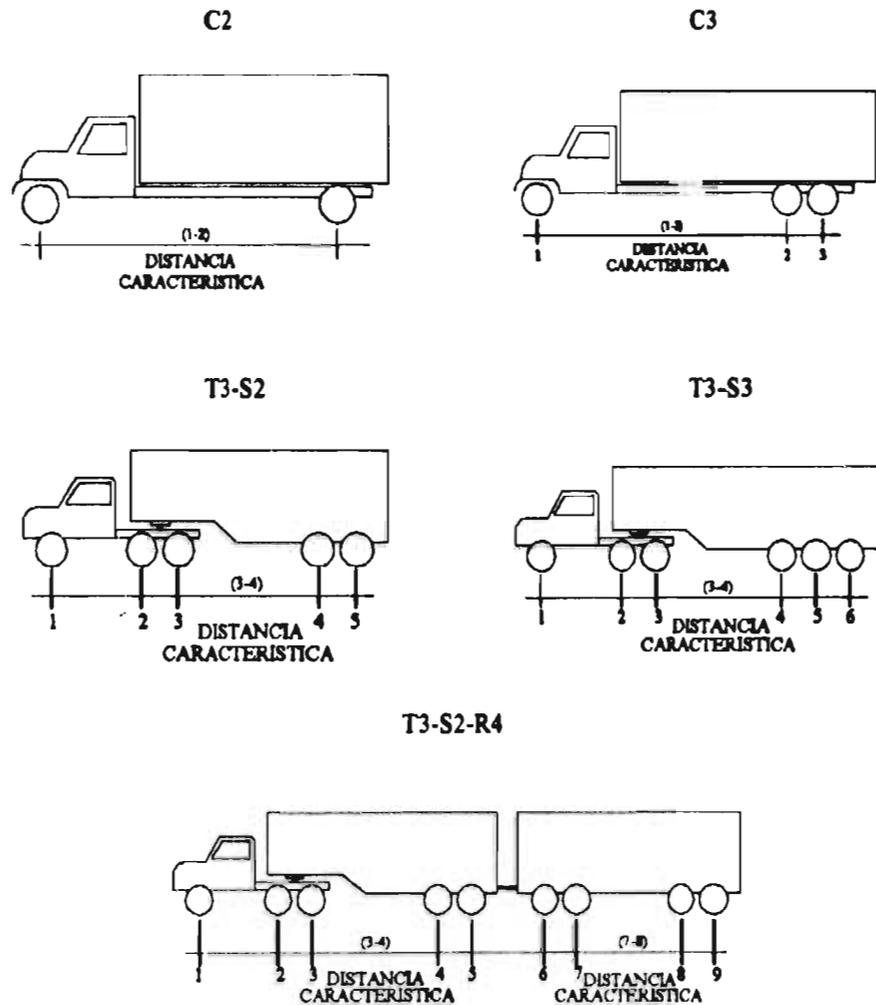


Figura 4.6. Distancias características

5.3.2.2.1 Vehículo C2

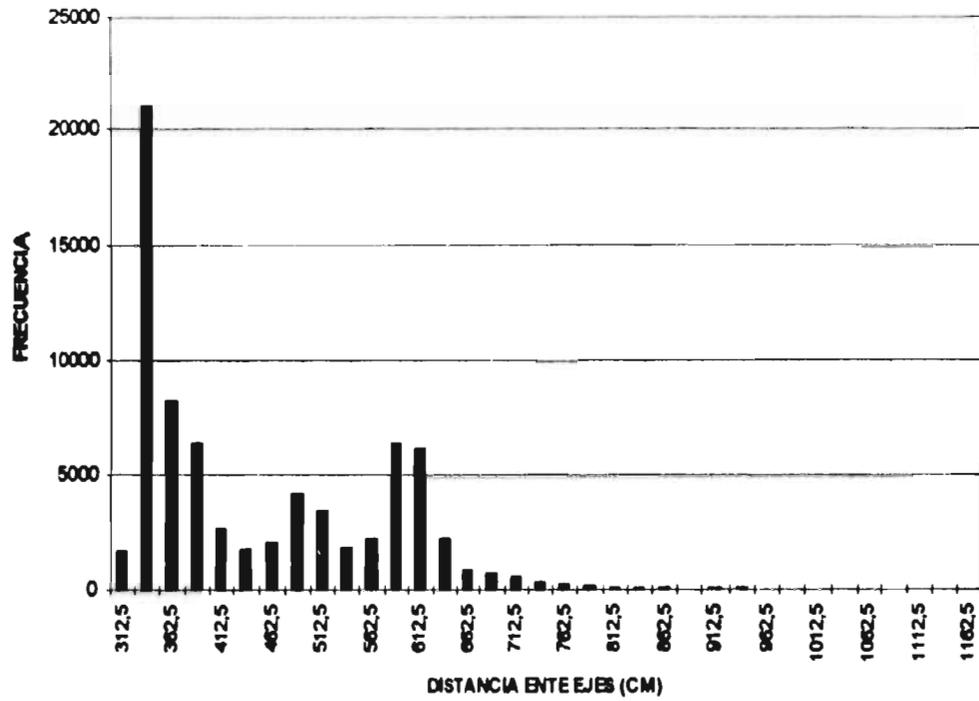


Figura 5.7. Histograma de la distancia entre ejes del C2

Permisibles: 310 a 785 cm (1980)

Media: 452.5 cm

Desviación estándar: 124.4

Moda1: 337.5 cm

Moda2: 487.5 cm

Moda3: 587.5 cm

5.3.2.2 Vehículo C3

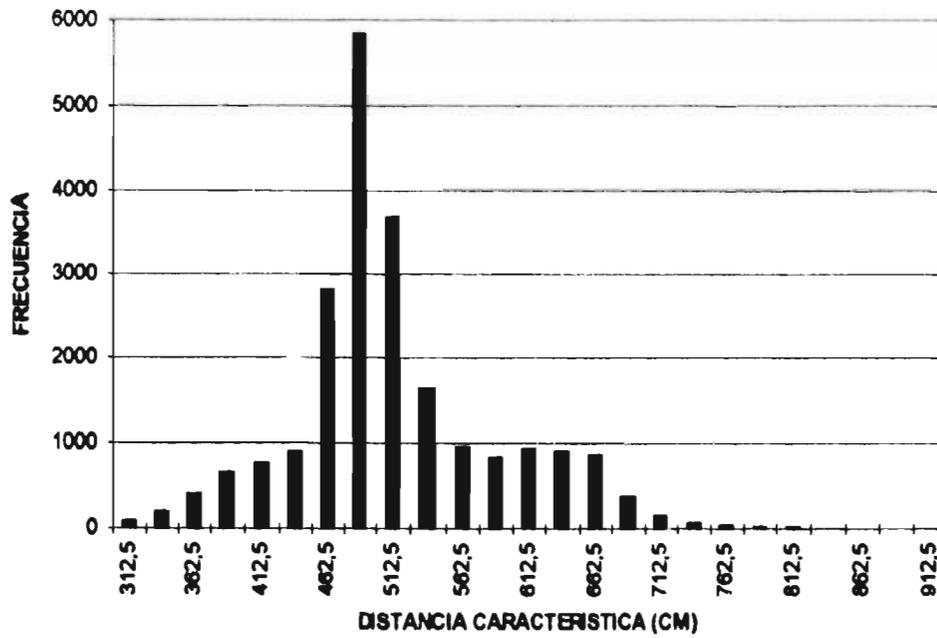


Figura 5.8. Histograma de la distancia característica entre ejes del C3

Permisibles: 425 - 785 cm (1980)

Media: 512.7 cm

Desviación estándar: 79.2

Moda1: 487.5 cm

Moda2: 612.5 cm

5.3.2.2.3 Vehículo T3-S2

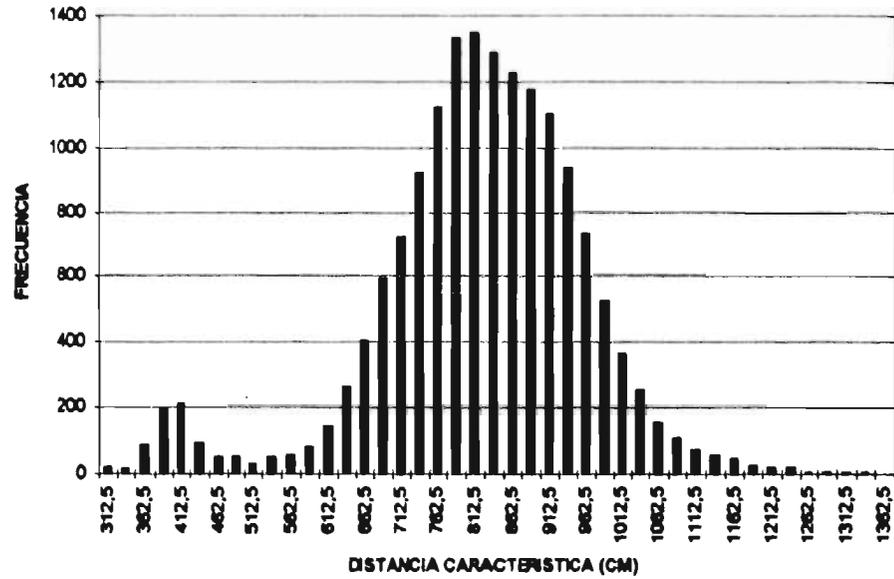


Figura 5.9. Histograma de la distancia característica entre ejes del T3-S2

Permisibles: 425 - 930 cm (1980)

Media: 819.7 cm

Desviación estándar: 144.2

Modal: 412.5 cm

Moda2: 812.5 cm

5.3.2.2.4 Vehículo T3-S3

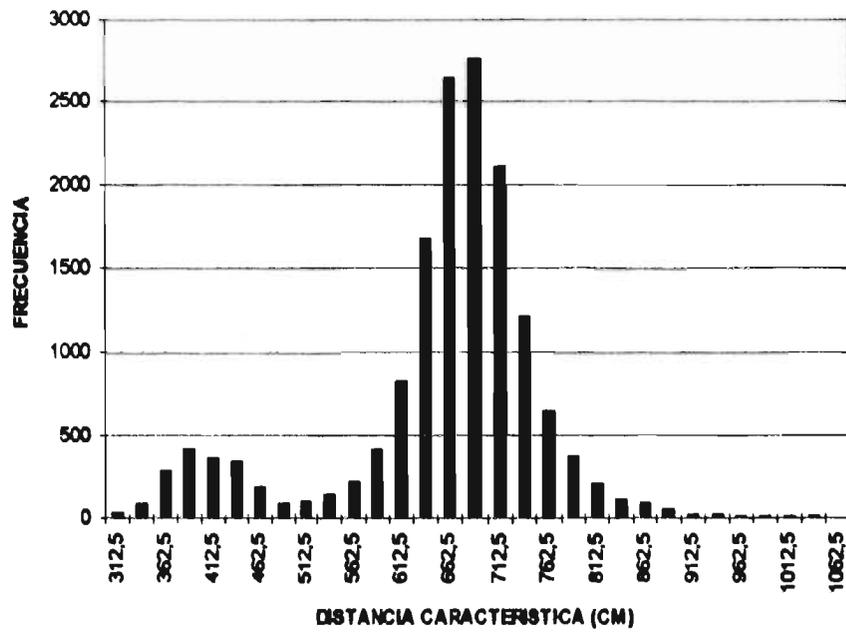


Figura 5.10. Histograma de la distancia característica entre ejes del T3-S3

Permisibles: 425 - 805 cm (1980)

Media: 653.5 cm

Desviación estándar: 106.9

Modal: 387.5 cm

Moda2: 687.5 cm

5.3.2.2.5 Vehículo T3-S2-R4

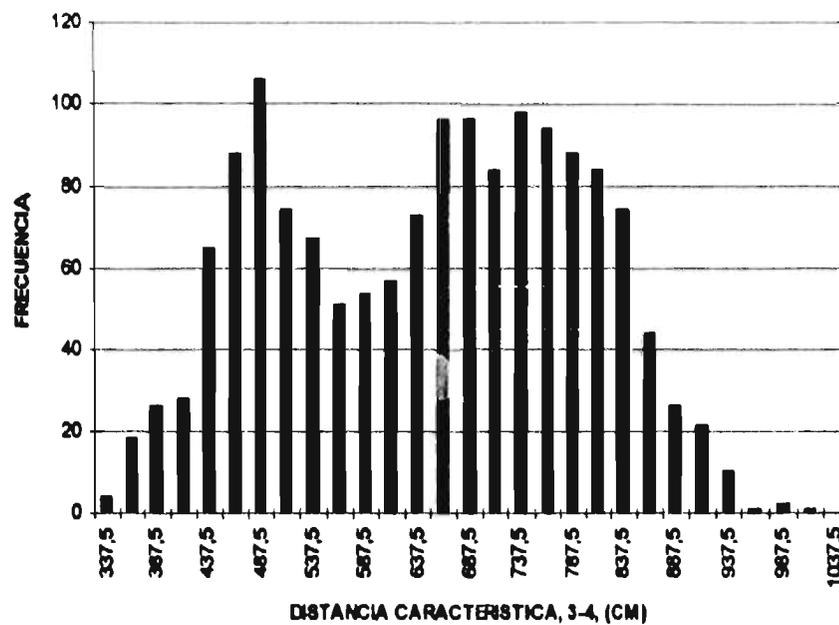


Figura 5.11. Histograma de la distancia característica entre ejes (3-4) del T3-S2-R4

Permisibles: 425 - 530 cm (1980)

Media: 648.7 cm

Desviación estándar: 144.8

Moda1: 487.5 cm

Moda2: 737.5 cm

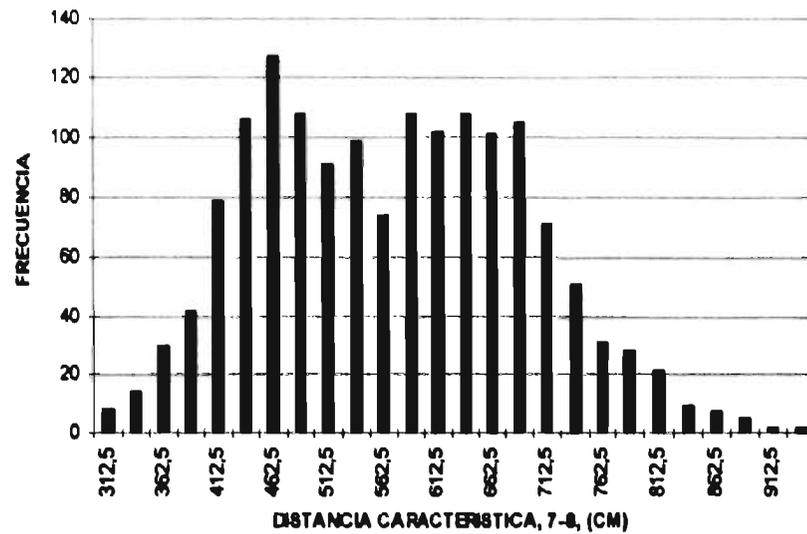


Figura 5.12. Histograma de la distancia característica entre ejes (7-8) del T3-S2-R4

Permisibles: 425 - 537.5 cm (1980)

Media: 571.1 cm

Desviación estándar: 121.2

Modal: 462.5 cm

Moda2: 637.5 cm

5.3.3 Análisis de los resultados obtenidos

Los histogramas de pesos totales muestran como todos los vehículos de carga analizados presentan un gran número de unidades excedidas en peso, salvo el C2 que presenta sólo un pequeño porcentaje de vehículos con carga mayor a la permisible. En contraste, en los histogramas de distancia característica se observa que únicamente los vehículos T3-S2 y T3-S2-R4 presentan distancias características superiores a las permisibles.

Hwang y Nowak (1991) menciona que la distribución de los pesos en los "trailers" de cinco ejes es *bimodal*. Una distribución es bimodal cuando se presentan dos intervalos modales (de mayor frecuencia), es decir, dos jorobas, como se muestra en la figura 5.

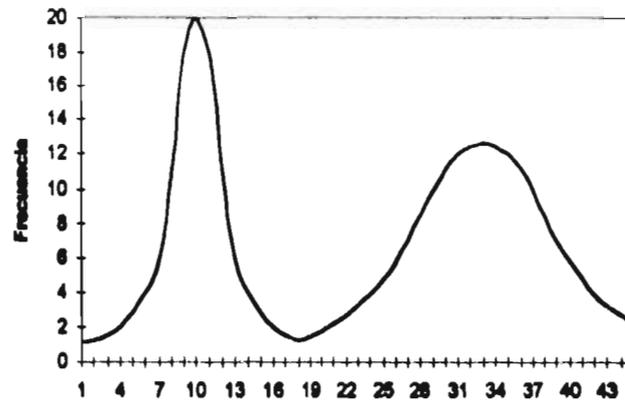


Figura 5.13. Distribución bimodal

En general los histogramas de pesos totales presentan curvas con distribuciones bimodales, donde la primera parte corresponde a la distribución de pesos de los vehículos vacíos y la segunda es la distribución de pesos de los vehículos cargados. Esta forma bimodal es fácil de observar en los vehículos que transportan carga con peso superior a su peso vacío, como es el caso de los *T3-S2*, *T3-S3* y *T3-S2-R4*. La amplitud de los rangos (diferencia entre el máximo y el mínimo valor) de estas distribuciones depende de la capacidad de carga del vehículo y de la densidad (masa entre unidad de volumen) de la carga.

CAPITULO VI

EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS VEHICULARES

6.1 Efectos de las cargas de diseño utilizadas en México

En este capítulo se evalúan las solicitaciones producidas por los vehículos de diseño que han sido utilizados en México. Las siguientes figuras presentan gráficas con el claro del puente en las abscisas y el elemento mecánico (momento flexionante o fuerza cortante) en las ordenadas. En la figura 6.1 se grafica el momento producido por las cargas *HS-15*, *HS-20*, *T3-S3* y *T3-S2-R4*, que han sido las cargas de diseño en México (cap. II). En la figura 6.2 se grafica el cortante producido por dichas cargas de diseño. Es importante recordar que tanto la carga *HS-15*, como la *HS-20* están conformadas por una carga de camión (que domina en claros cortos) y una carga de línea (que domina en claros largos).

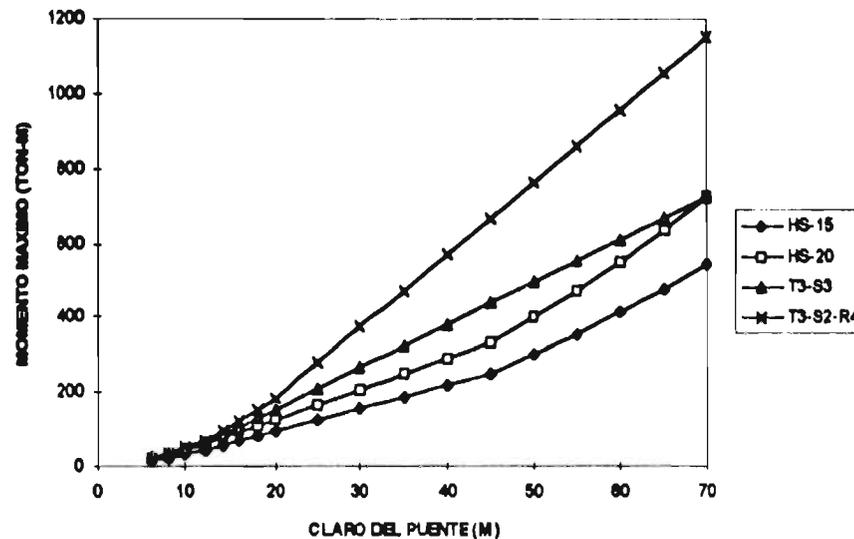


Figura 6.1. Momentos de diseño

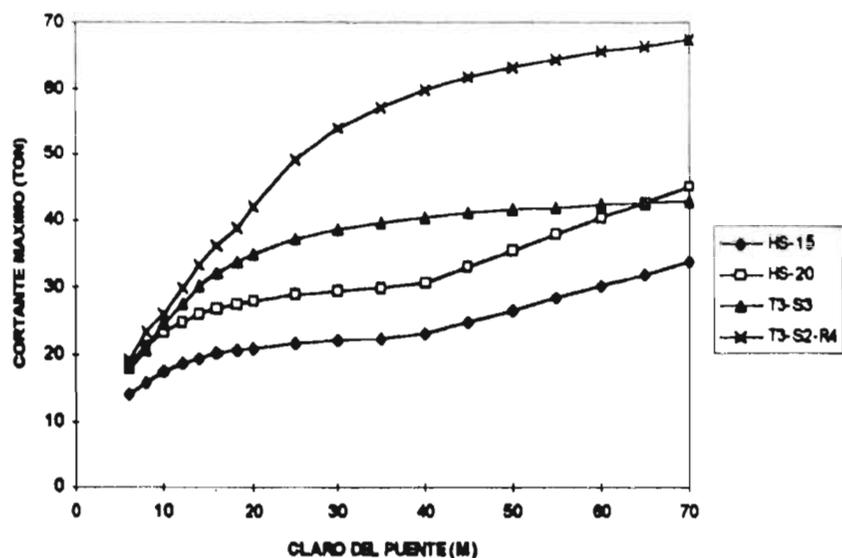


Figura 6.2. Cortante de diseño

Para hacer más sencillo el análisis los resultados se normalizan con respecto a los elementos mecánicos obtenidos por la carga *HS-20*, es decir, se divide el elemento mecánico entre el correspondiente a la carga *HS-20*, obteniéndose las figuras 6.3 y 6.4.

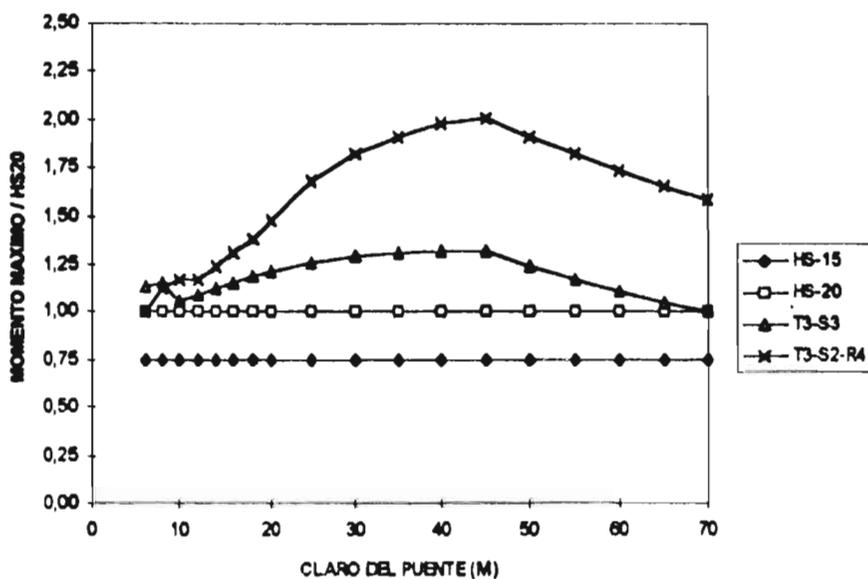


Figura 6.3. Momento de diseño

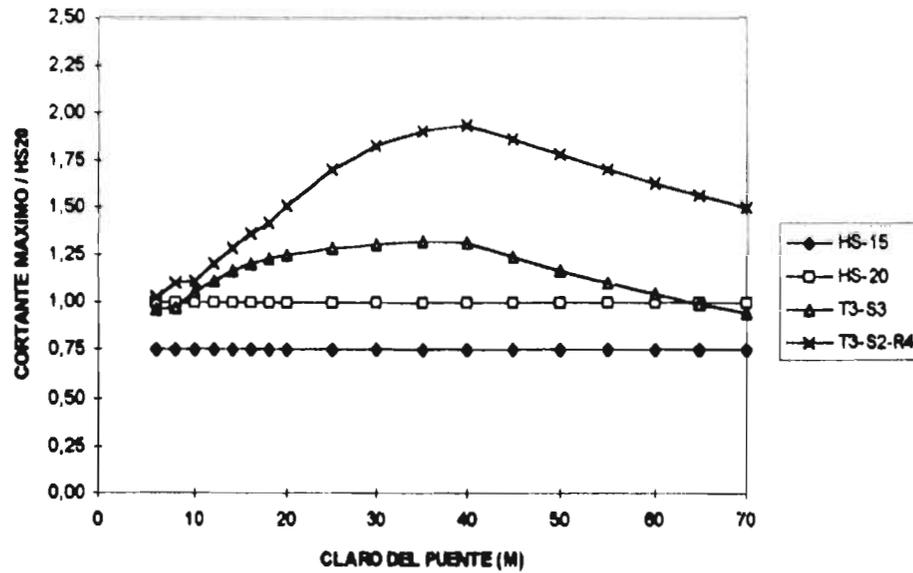


Figura 6.4. Cortante de diseño

De estas figuras se puede concluir:

1. En el claro de 45m y 40m se obtienen los máximos momentos y cortantes producidos por los camiones T3-S3 y T3-S2-R4, llegando a alcanzar valores de 1.32 y 2.00 para el momento, así como 1.31 y 1.94 para el cortante.
2. Los efectos de la carga de los camiones T3-S3 y T3-S2-R4 no se pueden representar por medio de cargas tipo "HS", a menos que se discretice la gráfica y se propongan varias cargas "HS" que varíen como función del claro.
3. Los puentes con claros menores a 12m presentan valores razonablemente similares (hasta 17%) entre los camiones T3-S3, T3-S2-R4 y HS-20.

Adicionalmente se puede observar que el modelo de carga T3-S2-R4 es poco práctico para ser empleado como carga de diseño.

6.2 Efectos de las cargas producidas por vehículos con características modales

En las figuras 6.5 y 6.6 se evalúan los automóviles (con las características utilizadas en esta tesis, cap. IV) y los camiones C2, C3, T3-S2, T3-S3 y T3-S2-R4 con características modales relacionadas con grandes pesos (cap. V). Ambas gráficas están normalizadas respecto a la carga HS-20. Los pesos y distancias entre ejes se resumen en la tabla 6.1. Estas gráficas son útiles para comprender los elementos mecánicos que genera cada vehículo.

VEHICULO	PESO POR EJE (1, ..., N) (KG)	DISTANCIA ENTRE EJES (1-2, ..., N-1⇒N) (CM)	PESO TOTAL (KG)
Automóvil	750, 750	250	1,500
C2	4,500 - 9,000	587.5	13,500
C3	5,000 - 10,750 - 10,750	612.5 - 125	26,500
T3-S2	5,000 - 8,875 - 8,875 - 8,875 - 8,875	450 - 130 - 812.5 - 120	40,500
T3-S3	5,000 - 12,100 - 12,100 - 10,100 - 10,100 - 10,100	450 - 130 - 687.5 - 120 - 120	59,500
T3-S2-R4	5,000 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187	450 - 130 - 737.5 - 120 - 270 - 120 - 637.5 - 120	78,500

Nota: La numeración de los ejes es de la cabina del conductor hacia la parte posterior del vehículo.

Tabla 6.1. Características modales de los vehículos cargados

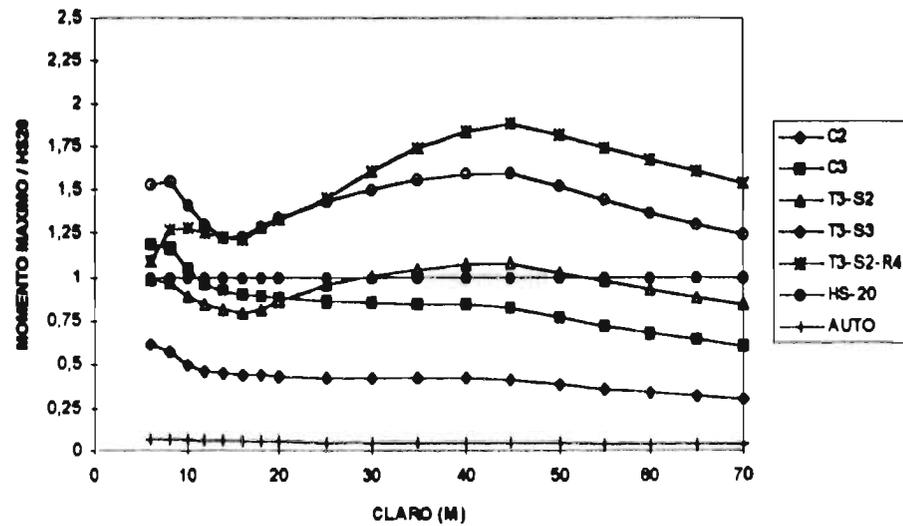


Figura 6.5. Momentos generados por vehículos modales

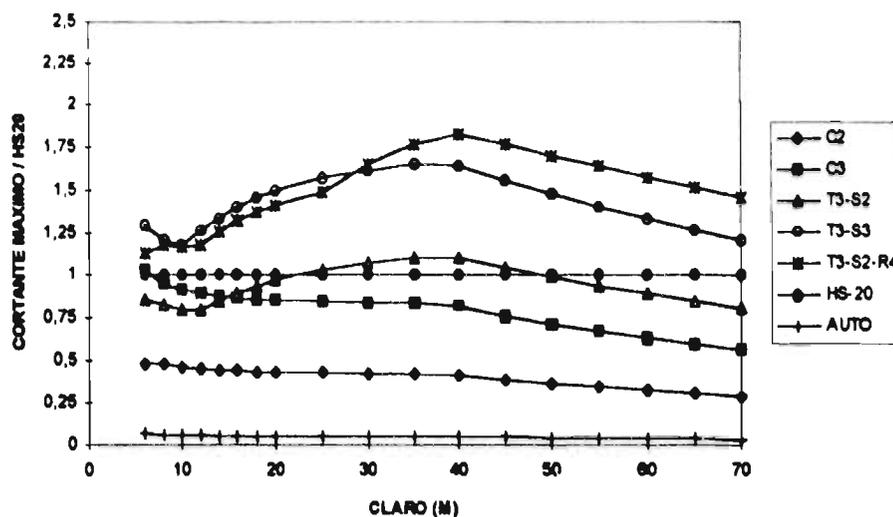


Figura 6.6. Cortantes generados por vehículos modales

Las gráficas de estas figuras permiten concluir:

1. Se presentan elementos mecánicos superiores a los contemplados en las normas para claros entre 6 m y 12 m generados por el T3-S3, cuyo peso excede al permisible.
2. En claros menores a 8 m se observan momentos elevados que están definidos por el peso de un eje.
3. Mientras que entre los vehículos de diseño domina el T3-S2-R4 para casi todos los claros analizados, entre los vehículos modales domina el T3-S3 para claros menores a 25m y para los mayores a 25m domina el T3-S3-R4.
4. Los claros de 14m y 16m son los que presentan menores momentos relativos en comparación con la carga HS-20, siendo del orden de 1.22. Los cortantes relativos son menores en el claro de 10m, siendo del orden de 1.17.
5. Los claros entre 40m y 45m presentan cortantes y momentos relativos mayores en comparación con la carga HS-20, siendo de 1.82 y 1.88 respectivamente.

6.3 Efectos de las cargas aforadas en 1993

En esta sección se presentan los resultados de la simulación de los distintos escenarios de carga. Primeramente, en la figura 6.7 se muestra el histograma de frecuencias para momentos obtenidos de la corrida 1 (paso de un vehículo sobre el puente) para el claro de 14 m, incluyendo camiones y automóviles.

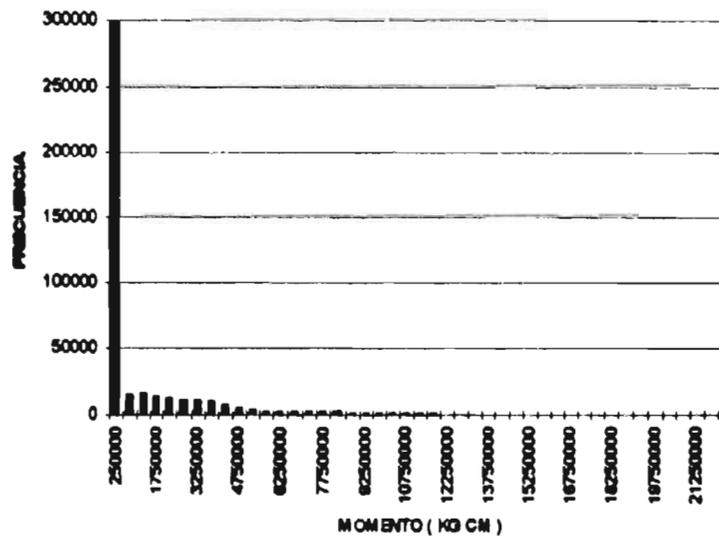


Figura 6.7. Distribución de momentos. Corrida 1. Claro 14

En la figura 6.7 se observa que el primer intervalo es un "pic" generado por la acción de los automóviles. Esta sollicitación corresponde al límite inferior del rango de la distribución. Lo mismo ocurre con las demás distribuciones correspondientes al resto de los claros.

A continuación se presentan algunos histogramas de frecuencias con la distribución obtenida de la simulación. En éstos se elimina el "pic" generado por los automóviles para poder apreciar las sollicitaciones mayores. Se calcula la media y la desviación estándar para cada claro, cuyos valores se representan con los siguientes símbolos:

\bar{X}	_____	$\bar{X} + 2\sigma$	_____
$\bar{X} + \sigma$	_____	$\bar{X} + 3\sigma$	_____

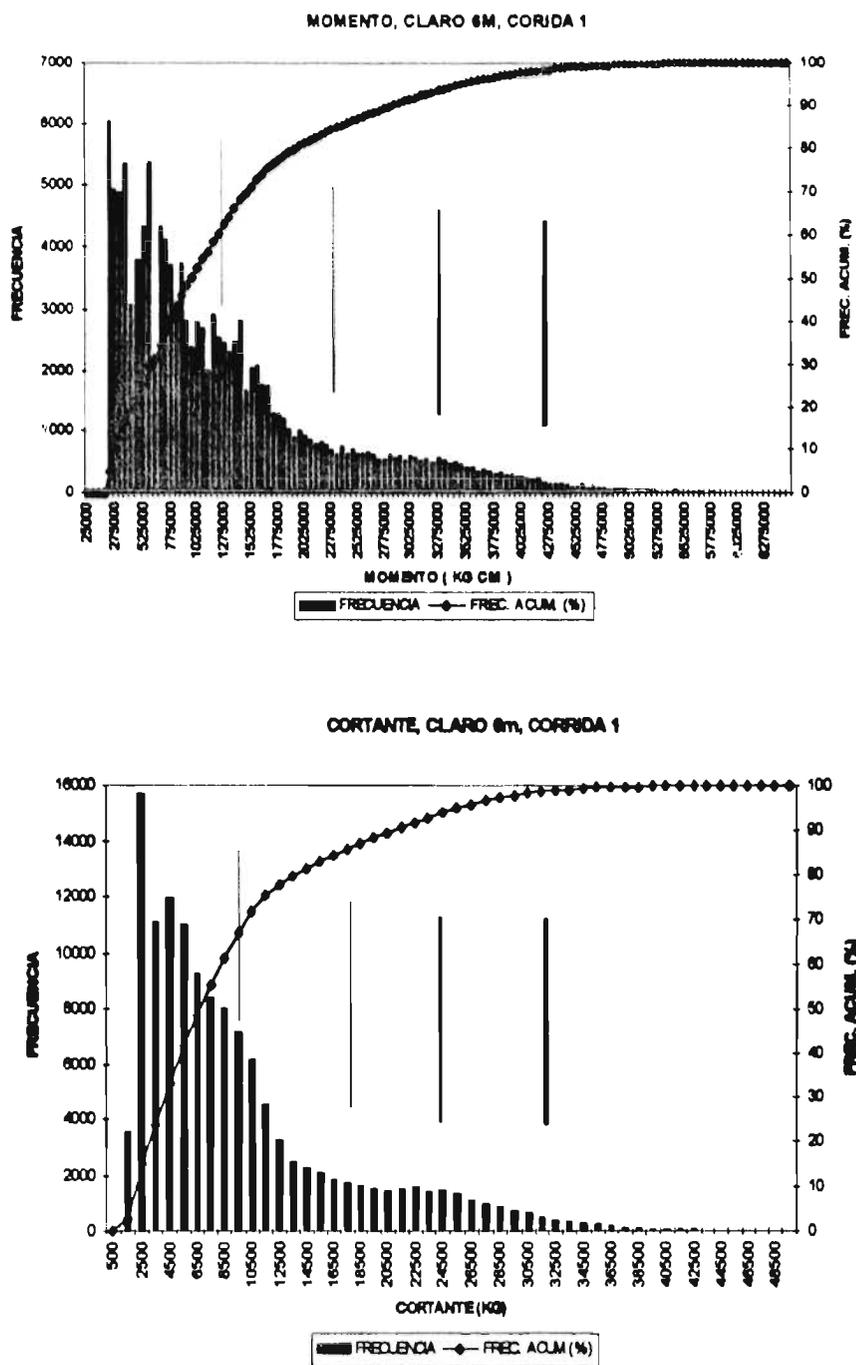


Figura 6.8. Elementos mecánicos del claro de 6m

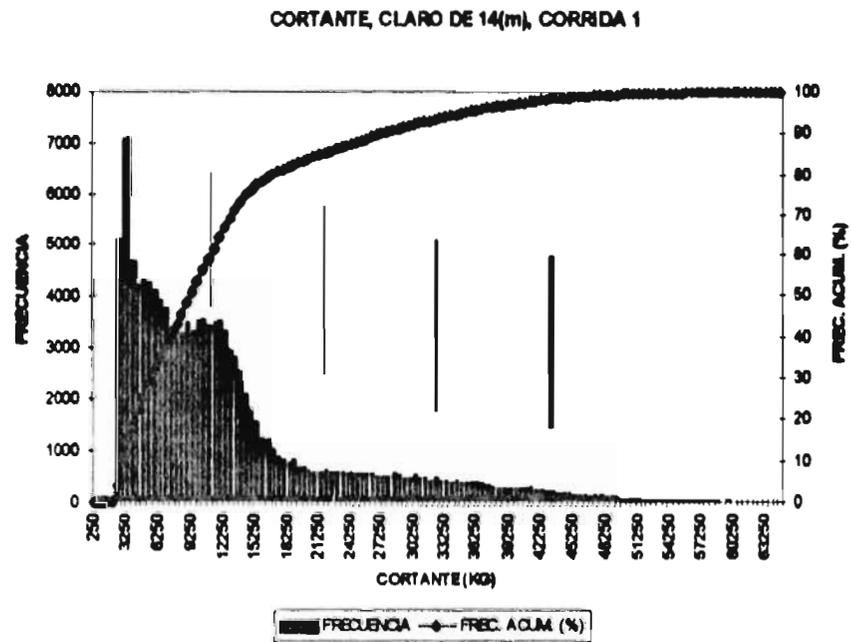
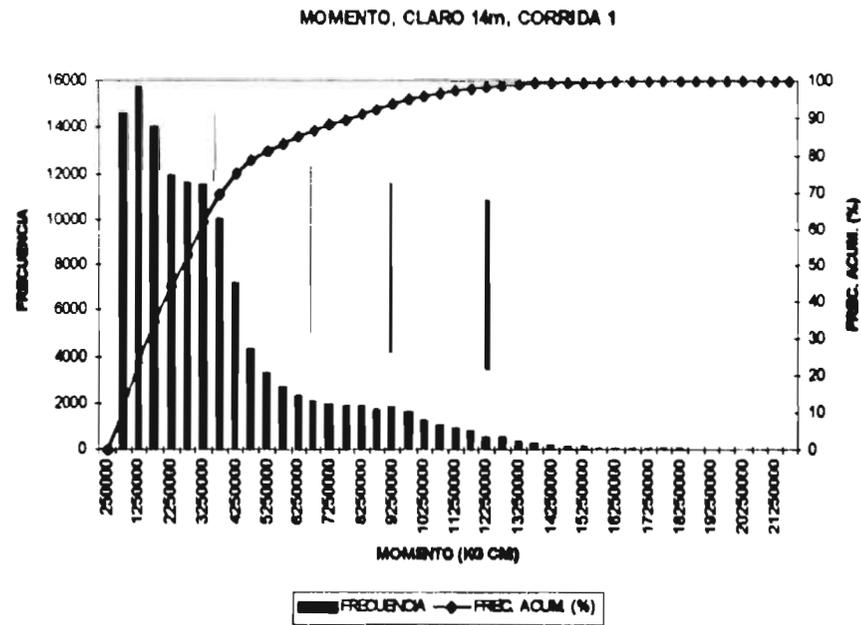


Figura 6.9. Elementos mecánicos del claro de 14 m

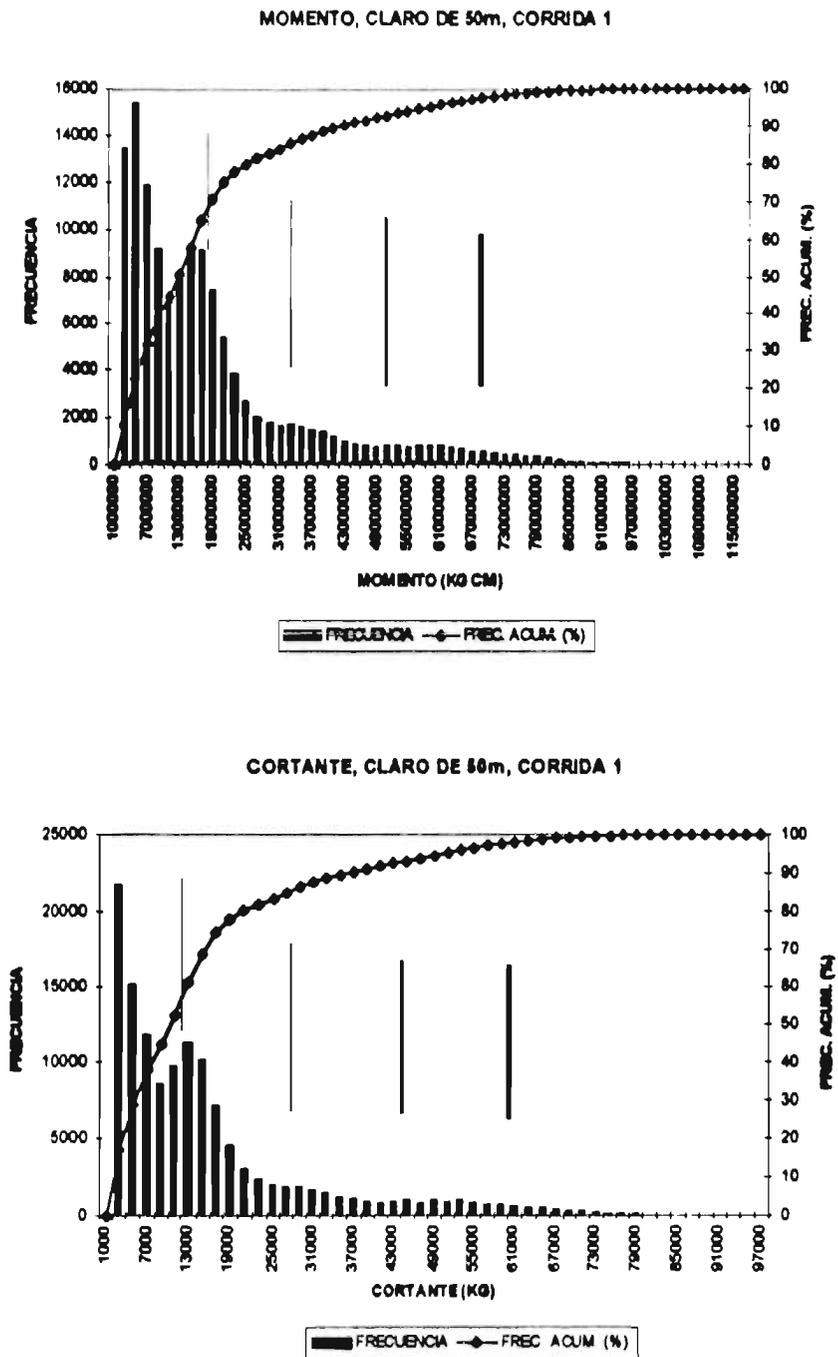


Figura 6.10. Elementos mecánicos del claro de 50 m

De las figuras 6.8, 6.9 y 6.10 se puede resaltar lo siguiente:

1. Los histogramas representan los elementos mecánicos producidos por el paso de los 128.122 vehículos de carga analizados.
2. El valor de la desviación estándar entre la media varia de 0.78 para claros de 6 m hasta 0.934 (promedio) para claros de 70 m.
3. Todas las gráficas presentan una distribución similar
4. La cola derecha (donde se presentan los mayores elementos mecánicos) es superior, de manera general, en más del 50% respecto a $\bar{x} + 3\sigma$. La diferencia entre el extremo de la cola y $\bar{x} + 3\sigma$ es variable con relación al elemento mecánico y al claro.

En las figuras 6.11 y 6.12 se grafica la media más n ($n=0, 1, 2$ o 3) desviaciones estándar de la corrida 1 para los claros, desde 6 m hasta 70 m. Estos valores están normalizados respecto a la carga HS-20.

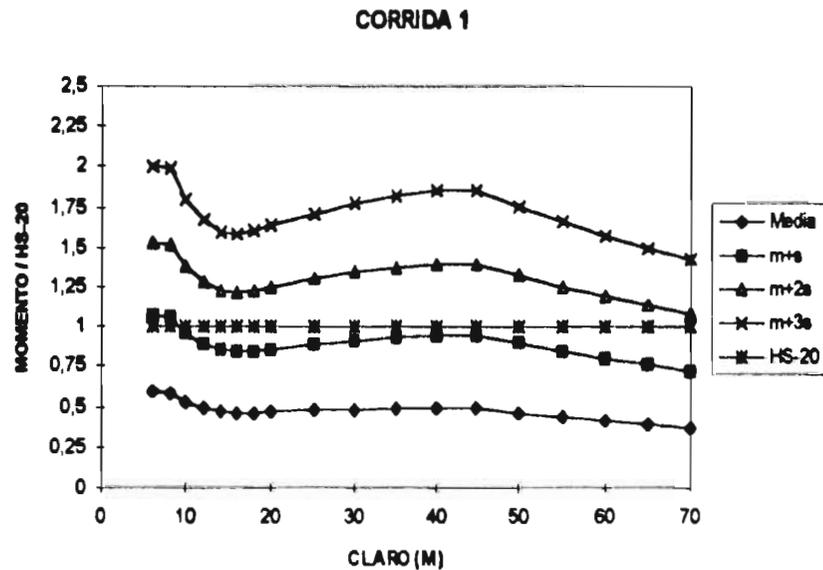


Figura 6.11. Momentos resultado de la corrida 1

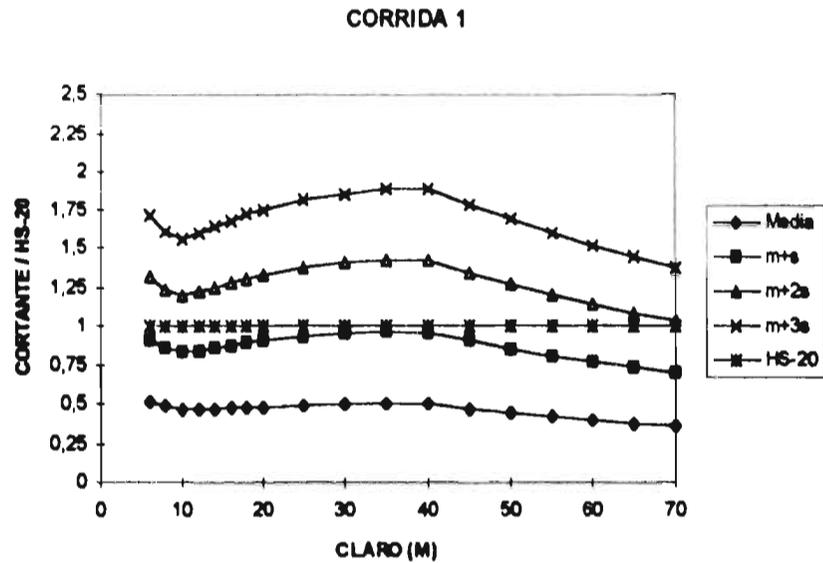


Figura 6.12. Cortantes resultado de la corrida 1

De las figuras 6.11 y 6.12 se observa lo siguiente:

1. En claros menores a 10 m se presentan momentos muy grandes debido a la presencia de ejes muy pesados. Esto se puede ver en la figura 6.5, donde todos los vehículos presentan valores relativos elevados para esos claros.
2. La forma y valores de las gráficas son similares a las obtenidas en las figuras 6.5 y 6.6 como resultado del paso de un T3-S3. Las gráficas parecen ser resultado de promediar todos los vehículos modales.

Las figuras 6.8, 6.9, 6.10, 6.11 y 6.12 permiten observar que para poder definir una carga de diseño se requieren definir simultáneamente factores de carga, que den lugar a un nivel de seguridad uniforme, independientemente del claro.

La distribución de momentos y cortantes depende del tamaño de la muestra. En este aspecto, el tamaño de la muestra de la base de datos es buena, aunque sería mejor realizar un muestreo, por estación, de mayor duración que el que se realizó (4 días, IMT, 1995). En este aspecto, se deben estudiar y proponer factores de carga que tomen en cuenta el volumen y composición del tránsito, ya que, por ejemplo, si el tránsito es completamente diferente en la carretera México -

Querétaro respecto a la carretera Mérida - Celestún (reserva ecológica), no debiesen tener las mismas acciones de diseño.

Nowak y Hong (1991) presenta histogramas de elementos mecánicos como funciones de distribución acumulada en papel de probabilidad normal. En estas gráficas realiza un proyección de su base de datos, que representa el muestreo de dos semanas de una autopista con tráfico pesado, hacia 75 años (vida útil del puente). Se observa que el procedimiento es erróneo (es excesivamente conservador y poco realista), ya que la evolución del tránsito depende de múltiples factores y no sólo de la probabilidad de ocurrencia de n vehículos en x número de años. Este hecho se observa al comparar los pesos máximos por tipo de vehículo en estaciones con diferente cantidad de vehículos aforados, ya que no siempre se presentan vehículos con pesos superiores en estaciones donde fue superior el número de vehículos aforados.

Para realizar el análisis de confiabilidad requerido, existen varios métodos. Por ejemplo, Nowak (1995) utiliza un proceso iterativo, definiendo la función g de estado límite como:

$$g=R-Q \quad (\text{ec. 6.1})$$

donde Q representa el efecto de la carga y R la resistencia.

Si $g>0$ la estructura es segura, de la otra manera fallaría. La probabilidad de falla es igual a:

$$P_f = \text{Prob}(R - Q < 0) = \text{Prob}(g < 0) \quad (\text{ec. 6.2})$$

Es conveniente medir la seguridad estructural en términos del índice de confiabilidad β , definido como una función de P_f :

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

donde Φ^{-1} es la función inversa de distribución normal estándar.

El análisis de confiabilidad debe abarcar no sólo los modelos de carga, sino también los modelos de resistencia de los distintos materiales de que puede estar hecho un puente y la determinación de un índice de confiabilidad β . En esta tesis no se realizó el análisis de confiabilidad por considerarse fuera de los alcances originales. Sin embargo esta investigación se viene realizando en un estudio paralelo al presente.

Suponiendo que la carga de diseño resultado de un análisis de confiabilidad este dada por la curva $\bar{x} + 3\sigma$, se generarían las siguientes cargas de diseño (figuras 6.12, 6.13, 6.14 y 6.16):

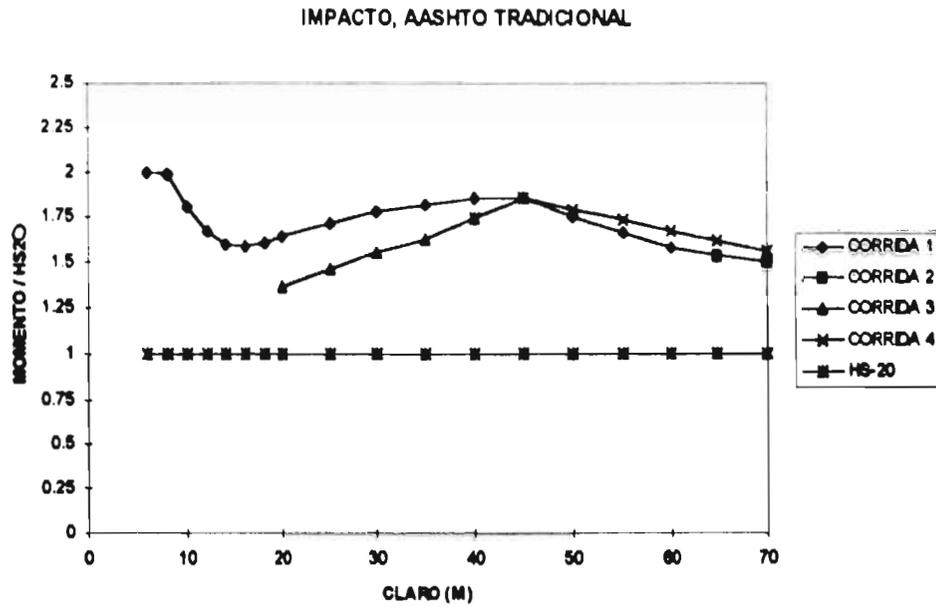


Figura 6.12. Momento $\bar{x} + 3\sigma$. Impacto, AASHTO tradicional

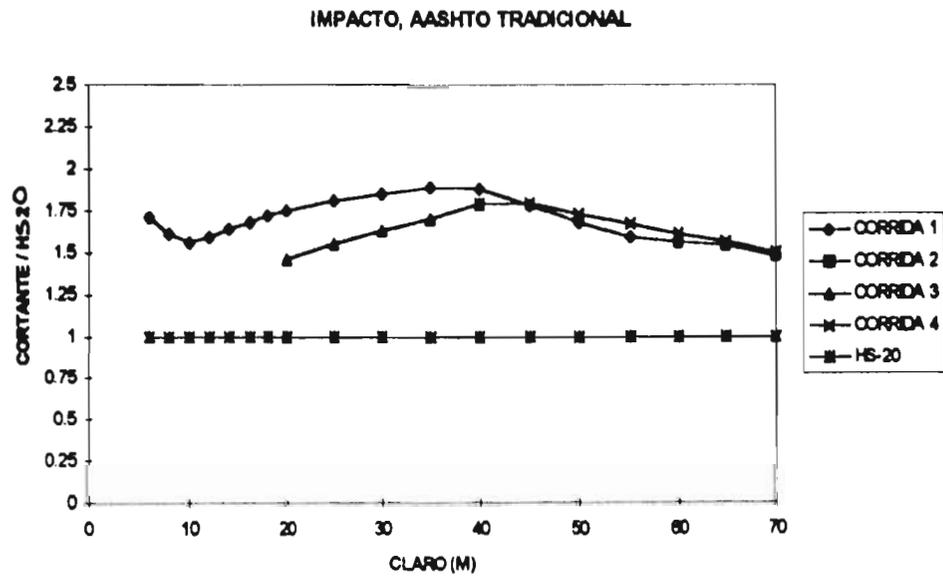


Figura 6.13. Cortante $\bar{x} + 3\sigma$. Impacto, AASHTO tradicional

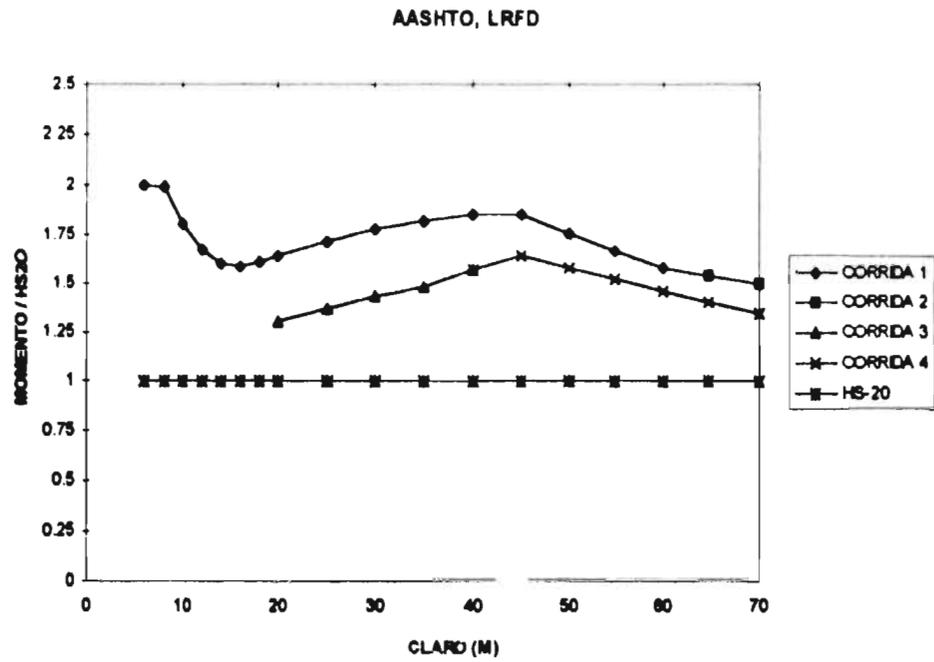


Figura 6.14. Momento $\bar{x} + 3\sigma$. Impacto, AASHTO LRFD

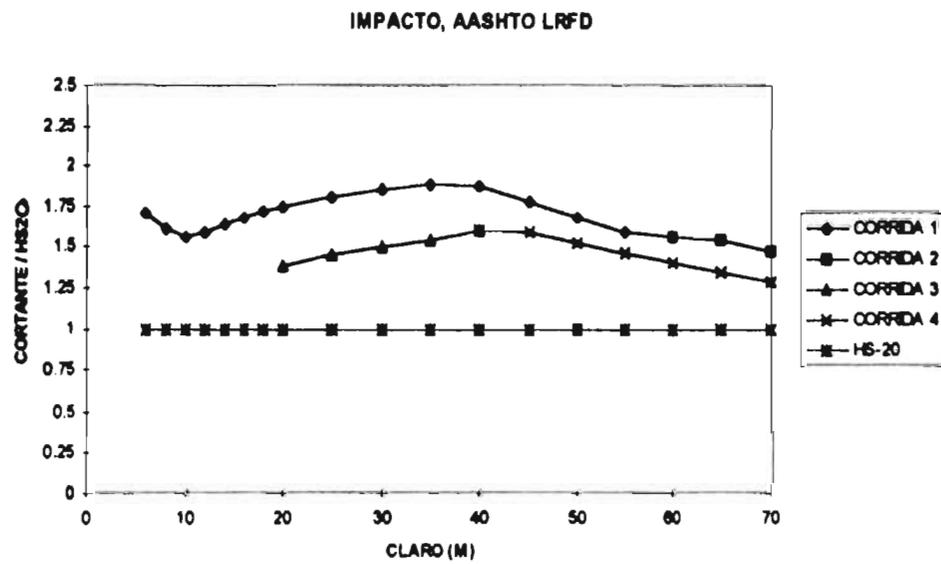


Figura 6.15. Cortante $\bar{x} + 3\sigma$. Impacto, AASHTO LRFD

El resultado del análisis de los dos escenarios de carga depende principalmente de la selección del factor de impacto. La corrida 3, simulación de dos vehículos con velocidad aproximadamente nula, no afecta el resultado del análisis realizado, independientemente del factor de impacto elegido. De manera preliminar se puede afirmar que el análisis de un puente, dentro del rango de 6 m. a 50 m., se puede llevar a cabo mediante el paso de un sólo vehículo sin caer en errores no tolerables.

6.4 Comparación de los resultados obtenidos

Finalmente, en las figuras 6.16 y 6.17 se presentan las comparaciones de los análisis realizados en este capítulo. En ellas se grafican respectivamente la carga HS-20 y la envolvente de las cargas de diseño o permisibles T3-S3 y la carga T3-S2-R4 (SCT, 1980) y la envolvente de los vehículos con características modales y $\bar{x} + 3\sigma$ de la corrida 1-2.

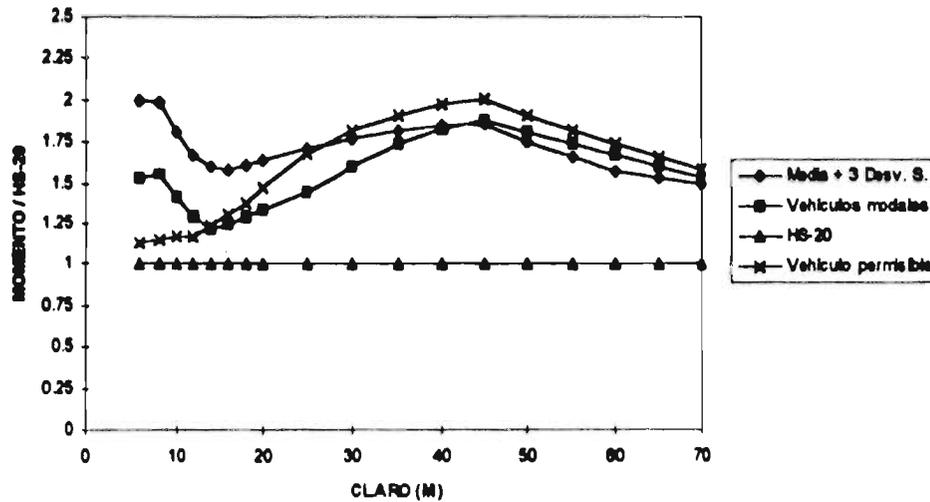


Figura 6.16. Envolvente de momentos de los análisis realizados

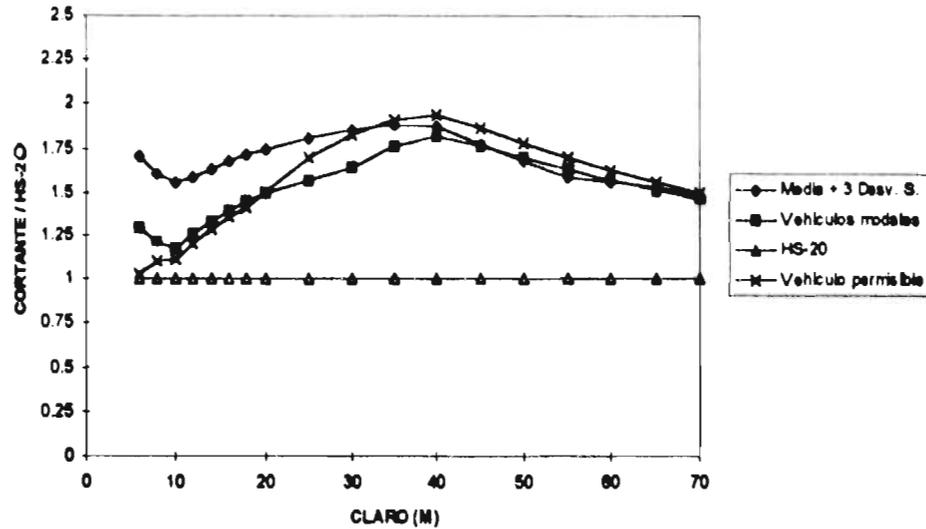


Figura 6.17. Envoltorio de cortantes de los análisis realizados

La curva que representa las características modales de los vehículos de carga y la curva que representa la corrida 1-2 ($\bar{x} + 3\sigma$) son curvas que mejor representan las solicitaciones reales. El hecho de que las ordenadas de la curva de la corrida 1-2 sean muy superiores a las producidas por la curva de vehículos modales, para claros menores a 30 m., es resultado de una solicitación promedio superior, lo cual es importante tenerlo en consideración para puentes susceptibles al efecto de fatiga, como es el caso de puentes de acero.

Cabe aclarar que los elevados pesos totales del camión T3-S3 "real" rigen el diseño de puentes con claro menor a 18 m. Para claros mayores, rige el camión T3-S2-R4 "real", aunque el T3-S2-R4 permisible genera valores superiores al modal debido a que su distancia característica es menor respecto a la modal.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se utiliza la base de datos del aforo vehicular de 1993 realizado por el IMT, esta información se depura y revisa para aplicarle un análisis estadístico que describa las principales características de los vehículos de carga que transitan por las carreteras nacionales. Esta base de datos se utiliza para reproducir las solicitaciones generadas por el flujo vehicular, estableciéndose dos escenarios de carga. En el primero se considera que los vehículos circulan con velocidad de uso o de proyecto, generándose el efecto de impacto. En el segundo se considera que los vehículos tienen velocidad aproximadamente nula, no presentándose el efecto de impacto. En ambos análisis se generan números aleatorios que simulan la secuencia de vehículos y camiones sobre el camino. Adicionalmente se evalúan las cargas de diseño utilizadas en México, así como los vehículos modales cargados del aforo. Este trabajo permite concluir:

1. Como parte del desarrollo de unas normas para el diseño de puentes en México, se requiere establecer una carga vehicular de diseño que cubra las solicitaciones dadas por los vehículos que circulan en la red nacional de carreteras. No es aceptable establecer una carga vehicular de diseño basada en cargas vehiculares permisibles, ya que presentan variaciones o ajustes que responden a causas diferentes a la seguridad estructural de los puentes; adicionalmente, la falta de control sobre el peso de los vehículos de carga que circulan, ha dado origen a pesos totales vehiculares superiores a los permisibles.
2. Todos los vehículos de carga analizados (*C2, C3, T3-S2, T3-S3 y T3-S2-R4*) presentan un gran número de unidades excedidas en peso, salvo el *C2* que presenta sólo un pequeño porcentaje de vehículos con carga superior a la permisible. En los camiones *T3-S3* se presenta un intervalo modal significativamente superior al permisible, es decir, lo usual es cargar dichos vehículos con mayor carga a la permisible.

3. Los histogramas de pesos totales corresponden, en general, a curvas con distribuciones bimodales, donde la primera parte representa la distribución de pesos de los vehículos vacíos y la segunda corresponde a la distribución de pesos de los vehículos cargados.
4. Para claros simplemente apoyados mayores a 8 m, la carga permisible que domina es la del camión *T3-S2-R4* (SCT, 1980). La envolvente de las cargas permisibles no puede ser representada por medio de una carga tipo "HS", a menos que se discretice la gráfica y se propongan varias cargas "HS", las cuales varíen en función del claro.
5. No se pueden prever los efectos de un vehículo sólo por el valor de su peso total, ya que los elementos mecánicos generados por éste en un puente dependen adicionalmente de la configuración de los ejes y las descargas de los mismos en dicho vehículo.
6. Del análisis de los vehículos con características modales (cargados), se obtuvo que para los claros menores a 25 m domina el camión *T3-S3*, y para mayores a 25 m rige el *T3-S2-R4*. El *T3-S2-R4* permisible genera valores superiores al modal debido a que su distancia característica es menor a la modal.
7. Para poder definir una carga de diseño se requieren definir, simultáneamente, factores de carga que den lugar a un nivel de seguridad uniforme, independientemente del claro.
8. El factor de carga debe tomar en cuenta la variabilidad de la carga y sus posibles incrementos debido a la evolución de la misma a lo largo de la vida útil del puente. De acuerdo con Nowak y Hong (1991) una vida útil aceptable para un puente es de 75 años.
9. Se debe estudiar y proponer un factor de carga adicional que tome en cuenta el volumen y composición del tránsito. Para esto se requiere clasificar las carreteras de acuerdo a estas características.
10. Los puentes que fueron diseñados con cargas *HS-15* y *HS-20* deben ser sometidos a revisión.

11. Para puentes de acero con claros cortos se incrementan los riesgos de fatiga. En puentes de concreto presforzado se puede presentar agrietamiento debido a sollicitaciones superiores a las contempladas, y consecuentemente, corrosión.

Con base en el trabajo realizado y las conclusiones anteriores se presentan las siguientes recomendaciones:

1. La duración del tiempo de muestreo por estación debe incrementarse a más de 4 días, para que se obtenga una muestra más representativa. Para estudiar la evolución de la carga a través del tiempo se deben realizar mediciones anuales en las mismas estaciones y en fechas similares.
2. Para efectos de posibles sesgos en la muestra, esta debe llevarse a cabo sin la realización de la encuesta, ya que los conductores con exceso de peso evitan ser encuestados. Además, modificando el procedimiento de muestreo se generaría información adicional, como es la separación entre vehículos, velocidad de uso, etc.
3. Algunas estaciones muestreadoras pueden ser colocadas en los accesos de los puentes, para conocer un comportamiento más realista del tránsito en los mismos.
4. Se debe establecer un sistema de control sobre el peso vehicular en la red nacional de carreteras, para evitar el deterioro ocasionado por las cargas excesivas que actúan sobre la infraestructura de caminos.
5. Se recomienda que los modelos de carga que sean propuestos en un reglamento de diseño de puentes deben abarcar los análisis globales (para el diseño de traveses, pilas, etc.) y locales (para el diseño de losas), especificando el rango de claros para los cuales sean aplicables. Adicionalmente deben ser de fácil empleo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (1994), "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 1 ed., EUA.

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (1996), "Standard Specifications for Highway Bridges", 16 ed., EUA.

American Institute of Steel Construction, AISC (1994), "Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design", Vol. 1, EUA.

American Society of Civil Engineering, ASCE (1981), "Recommended Design Loads for Bridges", Committee on Loads and Forces on Bridges, Committee on Bridges of the Structural Division, Journal of the Structural Division ASCE, Vol- 107, No. ST7, julio, p.p. 1161-1213.

Bakht, B. y Jaeger, L. (1987), "Bridge Analysis Simplified", McGraw-Hill, International Edition.

Bejamin, J. y Cornell, A. (1970), "Probability, Statistic, and Decision for Civil Engineers", McGraw Hill, EUA.

Cal y Mayor, R. y Cárdenas, J. (1994), "Ingeniería de Tránsito. Fundamentos y Aplicaciones", Alfaomega, 7ª ed., México.

European Committee for Standardization, CEN, (1995), "Eurocode 1 - Basis for Design and Actions on Structures - Part 3: Traffic Loads on Bridges", B-1050, Bruxelles.

Galindo, A. (1997), *Comunicación personal, enero de 1997*, SCT, México, D.F.

Hwang, E. S. y Nowak, A. (1991), "Simulation of Dynamic Loads for Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 5, p.p. 1413-1434.

Instituto Mexicano del Transporte, IMT (1992), "Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos que circulan sobre las carreteras mexicanas. Análisis estadístico del peso y las dimensiones de los vehículos de carga que circulan por la red nacional de carreteras. Estaciones instaladas durante 1991", Documento Técnico 8, México.

Instituto Mexicano del Transporte, IMT (1995), "Estudio de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan sobre las carreteras nacionales. Análisis estadístico de la información recopilada en las estaciones instaladas en 1992 y 1993", Documento Técnico 17, México.

Instituto Mexicano del Transporte, IMT (1997), <http://www.imt.mx/Espanol/DatosViales/index.html>

Kell, J. (1962), "Analyzing Vehicular Delay at Intersections Through Simulation", *Highway Research Board, Bulletin 356*, EUA.

King, C. (1997), *Comunicación personal, enero de 1997*, SCT, México, D.F.

Leet, K. (1988), "Fundamentals of Structural Analysis", MacMillan, EUA.

Magallanes, R. y Negroe, G. (1977) "Muestro de vehículos con pesadoras dinámicas", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, junio, No. 388, México.

McShane, W. y Roess, R. (1990), "Traffic Engineering", Prentice-Hall, EUA.

Morcos, S. y Grubb, M. (1995), "Curbing 'Resistance' to New LRFD Specs", *Bridgeline, HDR Engineering, Inc.*, enero, Vol. 5, No. 2, p.p. 1-6.

Nowak, A. (1995), "Calibration of LRFD Bridge Code", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 8, p.p. 1245- 1251.

Nowak, A. y Hong, Y. K. (1991), "Bridge Live-Load Models", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 9, p.p. 2757-2767

Papacostas, C. S. y Prevedouros, P. D. (1993), "Transportation Engineering and Planning", Prentice-Hall, Inc., 2ª ed., EUA.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, S.C.T. (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, S.C.T. (1994), "Reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan los caminos y puentes de Jurisdicción Federal", *Diario Oficial de la Federación*, 26 de enero, México.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes, S.C.T. (1995), "Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-12-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*, 4 de septiembre, México.

Spiegel, R. (1991), "Estadística", McGraw Hill, 2a. ed., México.

Walpole, R. y Myers, R., (1989), "Probability and Statistics for Engineering and Scientist", McMillan, 4ª ed. EUA.

White, N., Gergely, P. y Sexsmith, R. (1984), "Ingeniería Estructural. Estructuras Estáticamente Indeterminadas", Limusa, Vol. 2, México.

Xanthakos, P. (1994), "Theory and Design of Bridges", John Wiley and Sons, EUA.

Yang, Y.B., Liao, S.S. y Lin, B.H. (1995), "Impact Formulas for Vehicles Moving over Simple and Continuous Beams", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 11. p.p. 1644-1650.